EQUINIX S.r.l.

Equinix ML5 - Building 2

ML5.4 Geotechnical Report

Reference: ML5-04-RP-S-014003-XX-ZZ-ZZZZ-ARP

P02 | 10 giugno 2026

© Arup

Questa relazione è stata redatta per tener conto delle particolari prescrizioni ed esigenze del Cliente. Non è intesa per essere divulgata a terze parti, per altri scopi. In tal caso, non viene assunta alcuna responsabilità per l'uso che ne venga fatto da parte di terzi.

Job number 314277-00

Arup Italia S.r.l.
Corso Italia 1
Milan
20122
Italy
arup.com

Indice

1. Introduzione 1
2. Documenti di riferimento 2
3. Il sito 3
4. Indagini geognostiche 8
5. Caratterizzazione geotecnica dei terreni 15
6. Progettazione di opere geotecniche 22
7. Riferimenti normativi 26
8. Riferimenti bibliografici 27

Click or tap here to enter text.

Appendix A A-1
A.1 Calcoli delle fondazioni A-1

Appendix B B-2
B.1 Sezioni di progetto con quote di falda B-2

1. Introduzione

Arup è stata incaricata di redigere la Relazione Geotecnica ai sensi delle NTC 2018 e s.m.i. [8] per il progetto di un nuovo Data Centre di proprietà di Equinix. L'edificio in oggetto, denominato "ML5.4" o "Building 2", sarà parte dello sviluppo del polo tecnologico delineato all'interno del Piano Attuativo "Castelletto Uno" nel Comune di Settimo Milanese, a Ovest di Milano (prot. n. 00034287 del 5 novembre 2018).

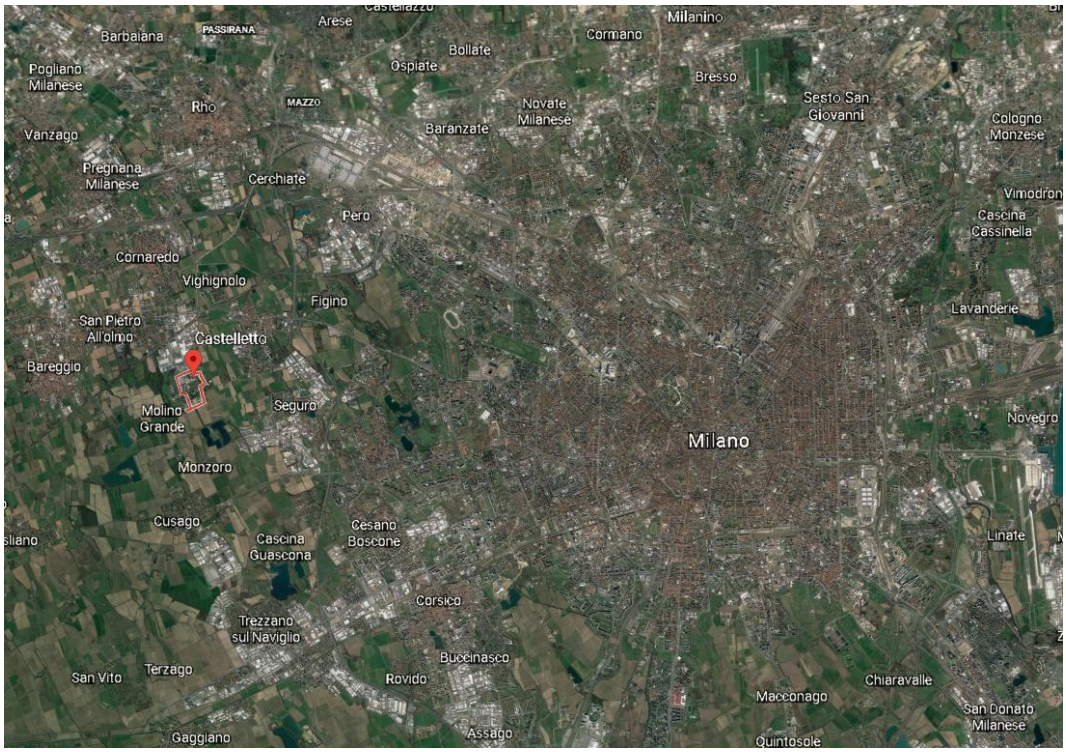


Figura 1 Ubicazione geografica dell'intervento.

Nella presente relazione viene presentata l'interpretazione geotecnica dei risultati delle indagini eseguite nel periodo tra agosto e settembre del 2018 e successivamente integrate da nuove indagini nel 2019 e 2020. Tali risultati sono considerati nella progettazione geotecnica e delle fondazioni previste per il Building 2.

2. Documenti di riferimento

[1] MGS s.r.l. “Settimo Milanese (MI) - Indagine Geotecnica e sismica – Rapporto tecnico-descrittivo”. BG/21 – Agosto 2018.

[2] WiP “Technical Due Diligence – Complex “Il Castelletto” in Settimo Milanese, Milan (Lotto 2)”. Novembre 2018 (rev. 02).

[3] MGS s.r.l. “Progetto Equinix ML5 – Studio geologico ai sensi delle NTC 2018 (D.M. 17.01.2018) e della Normativa antisismica regionale (L.R. 33 del 12.10.2015 e DGR X/5001 del 30.03.2016)”

[4] Venegoni A. (2009) “Aggiornamento dello studio geologico di supporto allo strumento urbanistico generale (PGT) L.R. n. 12 /2005 D.G.R. n. 8/1566 del 22/12/2005”.

[5] Geol. Arnaldo Zanchi (8/6/2020) “Realizzazione nuovo Data Center ML5 Building 2 – Studio geologico ai sensi delle NTC 2018 (D.M. 17.01.2018) e della Normativa antisismica regionale (L.R. 33 del 12.10.2015 e DGR X/5001 del 30.03.2016)”

[6] Bouygues E&S InTec Intalia S.p.A. (Maggio 2020) “Esecuzione di indagine geognostica presso stabilimento EQUINIX in Via Reiss Romoli a Settimo Milanese (MI) – Relazione Geologica”.

3. Il sito

L'area oggetto dell'intervento è ubicata tra via R. Romoli e via A. Brocchi nella località Castelletto, in un'area *green field*, come illustrato in Figura 2. Attualmente, nell'area Est del sito, è in fase di costruzione il Building 1, adiacente all'edificio Building 2 di nuova realizzazione.

Figura 2 Area dell'intervento indicata in rosso.

Di seguito sono riportate le coordinate geografiche rappresentative del sito:

- Latitudine (WGS84): 45.476358
- Longitudine (WGS84): 9.038705

3.1 Inquadramento geologico, idrogeologico e sismico

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico, idrogeologico e sismico del sito, si rimanda ai documenti redatti da MGS s.r.l. [3] e dal Geol. Zanchi [5], che costituiscono rispettivamente la relazione geologica, idrogeologica e sismica e la successiva integrazione a seguito delle indagini in sito e di laboratorio eseguite nel 2019 relative all'area del Building 2.

3.2 Valutazione della pericolosità sismica

La stima della pericolosità sismica in termini di massima accelerazione attesa al sito viene effettuata sulla base dei lavori prodotti nell'ambito della collaborazione tra Dipartimento della Protezione Civile (DPC) ed Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), i.e. Gruppo di Lavoro 2004 e Progetto S1. Le seguenti valutazioni sono state effettuate in accordo a quanto riportato nelle Relazioni Geologiche [3] e [5].

La distribuzione dell'accelerazione massima attesa sul territorio nazionale e per la regione Lombardia in particolare è rappresentata in Figura 3 per una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni). Per il comune di Settimo Milanese, ed in particolare per il sito in esame, l'accelerazione massima attesa al suolo, a meno dell'amplificazione stratigrafica, è rappresentata dal grafico di Figura 4 in funzione del periodo di ritorno preso in esame per lo stato limite di interesse ingegneristico.

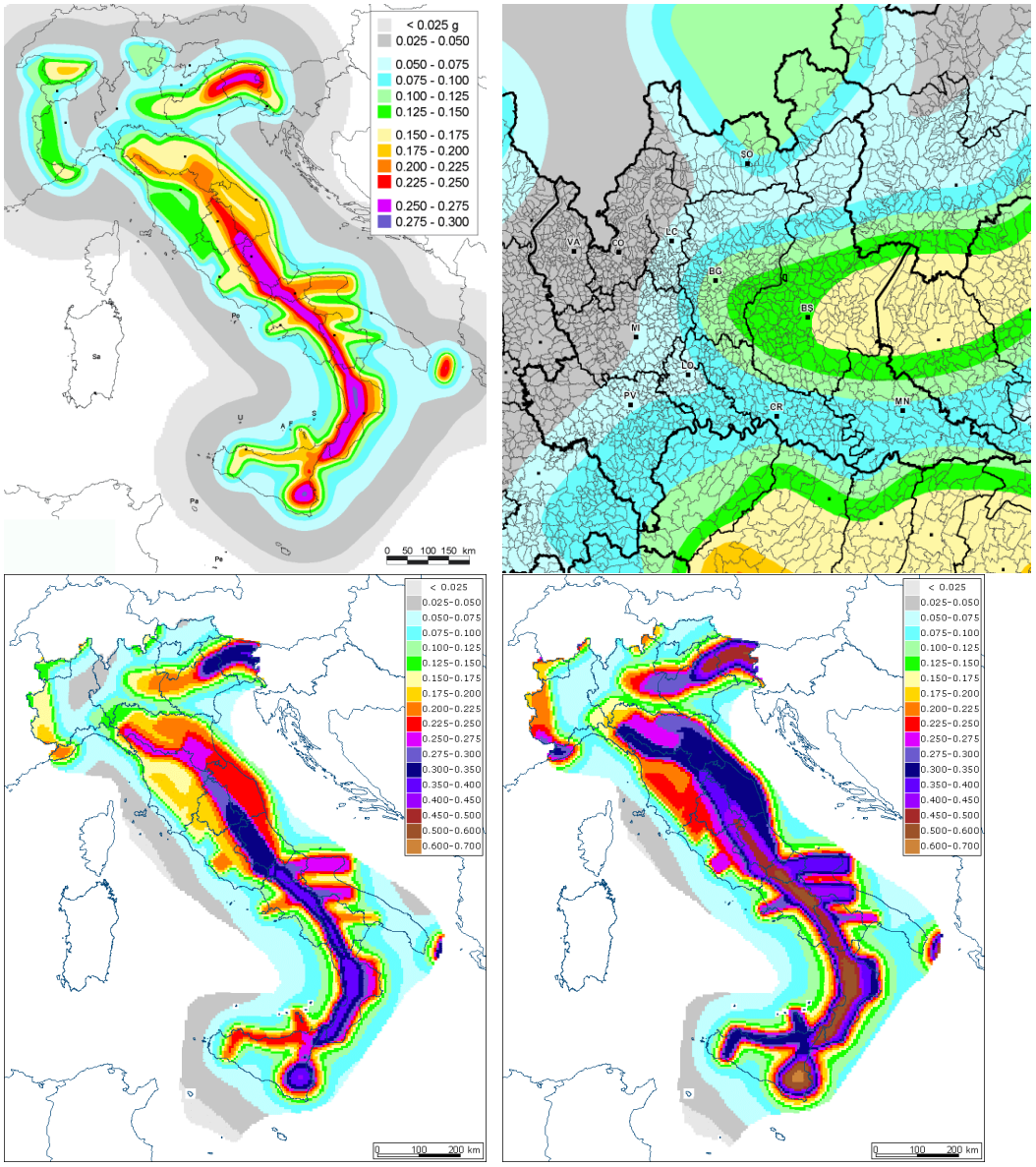


Figura 3 In alto, mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_{max}), con eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi, Cat. A (DPC-INGV, Progetto S1, Luglio 2007 e Ordinanza PCM 3519/06). In basso, mappe per periodi di ritorno rispettivamente di 1000 e 2500 anni.

In particolare, in corrispondenza di quattro periodi di ritorno notevoli, l'entità dell'accelerazione, a meno dell'amplificazione stratigrafica, assume i valori indicati in Tabella 1. Si definisce qui la pericolosità convenzionale corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (i.e. per periodo di riferimento V_R = 50 anni); la pericolosità sismica dovrà essere poi ricalibrata sul periodo di riferimento definito in seguito.

Tabella 1 Accelerazione massima attesa al sito in corrispondenza di quattro periodi di ritorno di interesse ingegneristico a meno dell'amplificazione stratigrafica (DPC-INGV, MPS04 e Progetto S1).

Periodo di ritorno T_R	Probabilità di superamento in 50 anni P_{VR}	Accelerazione massima attesa a_{max}
30 anni	81%	0.17 m/sec^2
50 anni	63%	0.21 m/sec^2
475 anni	10%	0.43 m/sec^2
975 anni	5%	0.52 m/sec^2

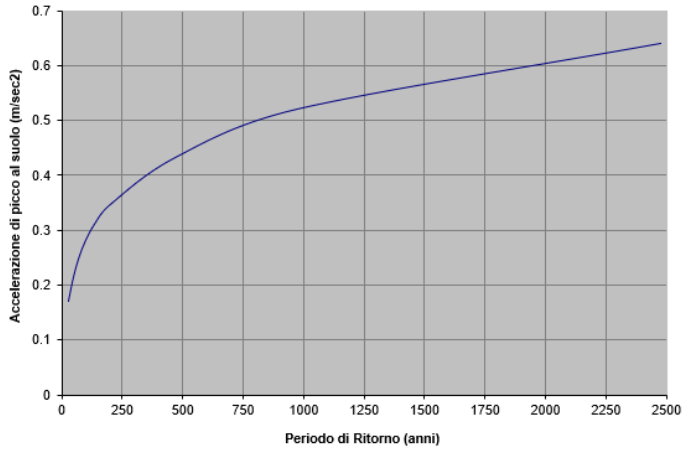


Figura 4 Analisi di pericolosità sismica in corrispondenza del sito in esame – (DPC-INGV, Progetto S1, Luglio 2007).

Nello specifico, per l'opera in progetto è stata considerata una vita nominale $V_N = 50$ anni, valore minimo per le opere con livelli di prestazioni ordinari (cfr. Tabella 2.4.I NTC 2018 [8]). In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera in esame è stata classificata in classe d'uso III cui è associato un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$ (cfr. Tabella 2.4.II NTC 2018 [8]).

Il periodo di riferimento dell'evento sismico, definito come il prodotto tra la vita nominale V_N ed il coefficiente d'uso C_U, ha quindi valore $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni.

I parametri che determinano gli spettri sismici necessari per definire l'azione dinamica sulle strutture sono calcolati in funzione del reticolo di riferimento considerato, le cui coordinate sono indicate in Tabella 2.

Tabella 2 Coordinate del reticolo di riferimento.

Punto	ID	Latitudine	Longitudine
1	12258	45.4516	9.0041
2	12259	45.4542	9.0752
3	12037	45.5041	9.0714
4	12036	45.5015	9.0003

- Si può quindi definire la pericolosità sismica di base, secondo i seguenti coefficienti, in funzione di ogni stato limite considerato:
- a_g: accelerazione orizzontale massima su suolo roccioso;
- F_0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;
- T_C*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

Tabella 3 Coefficienti di pericolosità sismica, suolo tipo A affiorante.

Stato limite	T_R (anni)	a_g (m/sec^2)	F_0 (-)	T_C* (-)
SLO	45	0.20	2.53	0.18
SLD	75	0.25	2.59	0.20
SLV	712	0.48	2.70	0.29
SLC	1462	0.57	2.78	0.31

L'accelerazione a_g indicata in Tabella 3 si riferisce a un suolo di tipo A; è quindi necessario considerare gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica del sito, per determinare l'effettiva accelerazione attesa. Tali aspetti sono valutati mediante i parametri S_T e S_S.

Per quanto riguarda gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito, si fa riferimento alla Tabella 3.2.IV delle NTC 2018 [8]; il sito in esame, essendo principalmente pianeggiante, corrisponde alla categoria T1 e pertanto a un coefficiente $S_T = 1.0$.

Gli effetti di amplificazione stratigrafica locale possono essere definiti attraverso la classificazione del sottosuolo in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$. Per il caso in esame si fa riferimento al profilo delle velocità risultante dalle indagini eseguite in sito, illustrato in seguito in Figura 11, da cui risulta una velocità media pari a $V_{S,30} = 304$ m/s. Secondo la Tabella 3.2.II delle NTC 2018 [6], è quindi possibile definire il sottosuolo come di categoria C; il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta quindi $S_S = 1.5$.

È quindi possibile definire l'accelerazione massima attesa in sito in funzione degli stati limite, come indicato in Tabella 4.

Tabella 4 Accelerazione massima orizzontale attesa in sito.

Stato limite	a_{max} (m/sec^2)
SLO	0.300
SLD	0.375
SLV	0.720
SLC	0.855

In termini di spettro di risposta elastico, in corrispondenza dei quattro periodi di ritorno precedentemente evidenziati, utilizzando la più recente definizione di spettri definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018 [8] in accordo con i risultati del Progetto DPC-INGV S1, si ricavano gli andamenti riportati in Figura 5, per un terreno di categoria C.

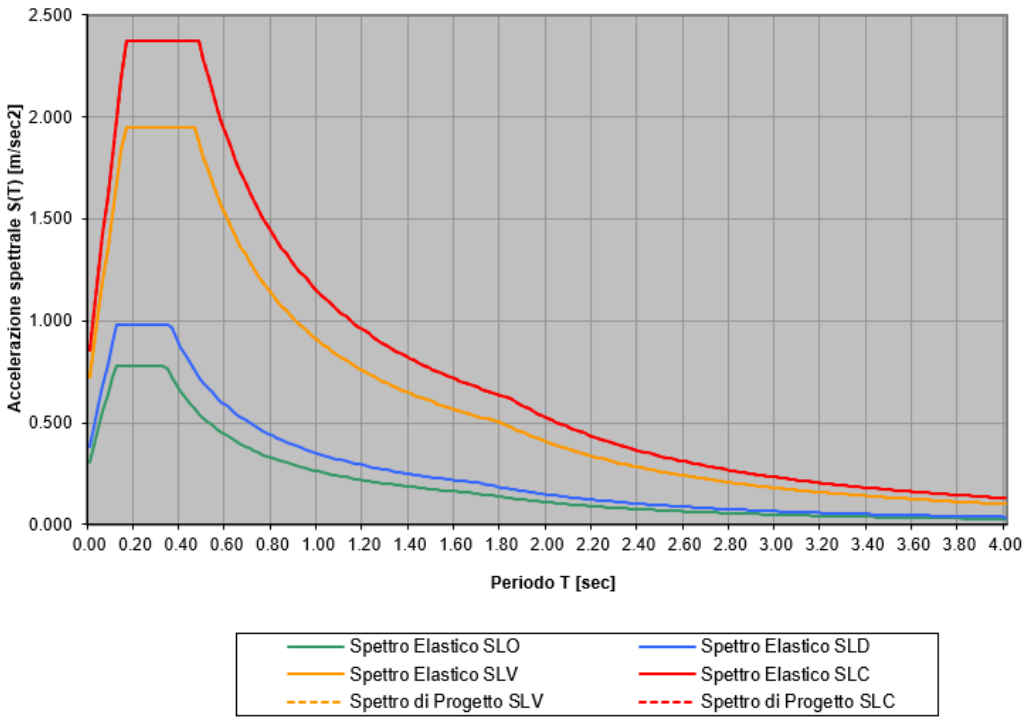


Figura 5 Spettri di risposta elastici in accelerazione (DPC-INGV, Progetto S1, Luglio 2007 e NTC 2018 [8]), per terreno di cat. C. Vengono presentati i quattro spettri in corrispondenza degli Stati Limite di interesse ingegneristico.

Come illustrato in Figura 5, al fine della progettazione delle fondazioni si è assunto che lo spettro di progetto sia equivalente allo spettro elastico; si rimanda alla Relazione di Calcolo Strutturale delle prossime fasi progettuali per ulteriori considerazioni.

3.3 Considerazioni sul rischio di liquefazione

Secondo il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 [8], la verifica a liquefazione può essere omessa in quanto si verifica la seguente condizione: "accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g (0.981m/sec^2)". Poiché il sito ricade in zona sismica 4, l'accelerazione massima attesa è infatti pari a $0.045g < 0.1g$.

4. Indagini geognostiche

La presente relazione è stata redatta sulla base dei risultati delle campagne di indagine eseguite tra il 2018 e il 2020. La prima campagna è stata svolta da MGS s.r.l. nei mesi di agosto e settembre 2018, i risultati sono raccolti nel relativo "Rapporto di indagine" [1], cui si rimanda per ogni dettaglio riguardante le indagini e relativi risultati.

4.1 Indagini di sito 2018

Le indagini eseguite, ubicate come illustrato in Figura 6, sono di seguito elencate:

- n.1 sondaggio a carotaggio continuo (S1) fino a 30 m di profondità dal p.c.;
- n.2 sondaggi a carotaggio continuo (S1bis e S1ter) per la verifica dello spessore dei riporti, fino a 10 m di profondità dal p.c.;
- Esecuzione di 19 prove SPT in avanzamento nel foro S1;
- Installazione di n.1 piezometro a tubo aperto fino a 21m di profondità, all'interno del sondaggio S1;
- Esecuzione di una prova MASW;
- Esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche del tipo superpesante (DPSH) spinte a circa 20 m di profondità (DPS1, DPS2 e DPS3);
- Prelievo di 10 campioni rimaneggiati dalle cassette catalogatrici del sondaggio S1;
- Prove di classificazione di tutti campioni prelevati;
- Prova di compressione edometrica su un campione rimaneggiato.
-

Figura 6 Ubicazione delle indagini (da rapporto MGS, 2018).

4.2 Indagini di sito 2019

Le indagini geognostiche svoltasi nel corso dell'anno 2019 dalla Geoser Srl comprendevano n. 2 sondaggi a carotaggio continuo denominati BH-1 e BH-2 che hanno raggiunto una profondità di 30 m dal p.c. Nel corso della perforazione sono state eseguite, ad intervalli di 1,5 m, quaranta prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per una descrizione delle attrezzature impiegate, delle metodologie eseguite e dei risultati ottenuti si rimanda al citato Rapporto tecnico emesso dalla Geoser S.r.l.

4.3 Indagini di sito 2020

Eseguite dalla Geoser Srl si sono composte delle seguenti attività:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo denominato S1 che ha raggiunto una profondità di 30 m dal p.c. Nel corso della perforazione sono state eseguite, ad intervalli di 1,5 m, venti prove penetrometriche dinamiche SPT.

- n. 1 indagine sismica MASW per la definizione del profilo delle $V_{s,equ}$;

Per una descrizione delle attrezzature impiegate, delle metodologie eseguite e dei risultati ottenuti si rimanda al citato Rapporto tecnico emesso dalla Geoser S.r.l.

4.4 Prove di laboratorio

Sui 10 campioni, prelevati dalle cassette catalogatrici del sondaggio S1 nel corso della campagna di indagine, sono state eseguite le prove di laboratorio indicate in Tabella 5.

Tabella 5 Prove di laboratorio eseguite.

Campione	Profondità (m da p.c.)	Granulometria	Sedimentazione	Limiti di Atterberg	Edometrica
CR1	3.50-4.00	X			
CR2	6.00-6.50	X			
CR3	8.50-9.00	X			
CR4	11.50-12.00	X			
CR5	13.00-13.40	X	X	X	X
CR6	16.50-17.00	X	X	X	
CR7	19.50-20.00	X	X	X	
CR8	22.50-23.00	X	X	X	
CR9	25.00-25.50	X			
CR10	29.00-29.50	X	X	X	

4.4.1 Limiti di Atterberg

Per le sabbie con contenuto di fine (passante setaccio ASTM200) maggiore del 25% si sono misurati i limiti di Atterberg riportati in Tabella 6.

Tabella 6 Limiti di Atterberg.

Campione	Profondità (m da p.c.)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
CR5	13.00-13.40	31	23	8
CR6	16.50-17.00	30	13	17
CR7	19.50-20.00	30	25	5
CR8	22.50-23.00	23	19	4
CR10	29.00-29.50	27	19	8

4.4.2 Caratteristiche granulometriche

Le caratteristiche granulometriche dei terreni sono sinteticamente riassunte in Tabella 7.

Tabella 7 Caratteristiche granulometriche.

Campione	Profondità (m da p.c.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Fini (%)	Limo (%)	Argilla (%)
CR1	3.50 - 4.00	36.74	54.95	8.31	-	-
CR2	6.00 - 6.50	20.60	72.46	6.94	-	-
CR3	8.50 - 9.00	26.48	52.50	21.03	-	-
CR4	11.50 - 12.00	33.66	49.02	17.31	-	-
CR5	13.00 - 13.40	0	7.13	92.87	55.92	36.95
CR6	16.50 - 17.00	16.23	58.44	25.34	15.89	9.45
CR7	19.50 - 20.00	0	4.55	95.46	86.12	9.34
CR8	22.50 - 23.00	10.16	54.20	35.63	25.05	10.59
CR9	25.00 - 25.50	0.16	83.50	16.34	-	-
CR10	29.00 - 29.50	7.44	62.02	30.53	19.93	10.60

4.4.3 Prova edometrica

Si riporta in Figura 7 la curva edometrica della prova eseguita sul campione CR5 prelevato nello strato di argilla limosa.

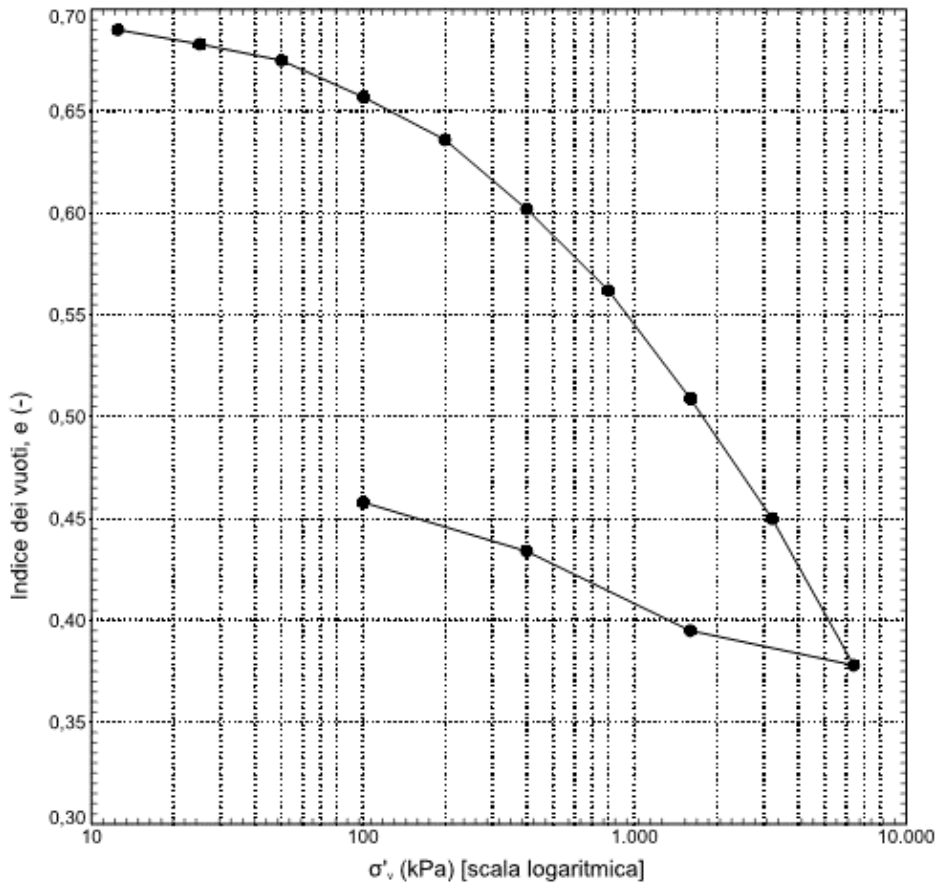


Figura 7 Curva edometrica relativa alla prova eseguita sul campione CR5.

4.5 Prove in sito

4.5.1 Prove penetrometriche dinamiche SPT

I valori di N_{SPT} ottenuti nella prova nel sondaggio S1 sono illustrati in Figura 8. Tali valori possono essere normalizzati rispetto alla profondità della prova, secondo la formula indicata da Liao & Whitmann [25].

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot (N)_{60}$$

In cui

$$C_N = \left(\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$$

$$(N)_{60} \cong N_{SPT},$$

considerando per la correzione energetica della prova un rendimento effettivo della macchina pari al 60%.

I risultati normalizzati sono illustrati in Figura 9:

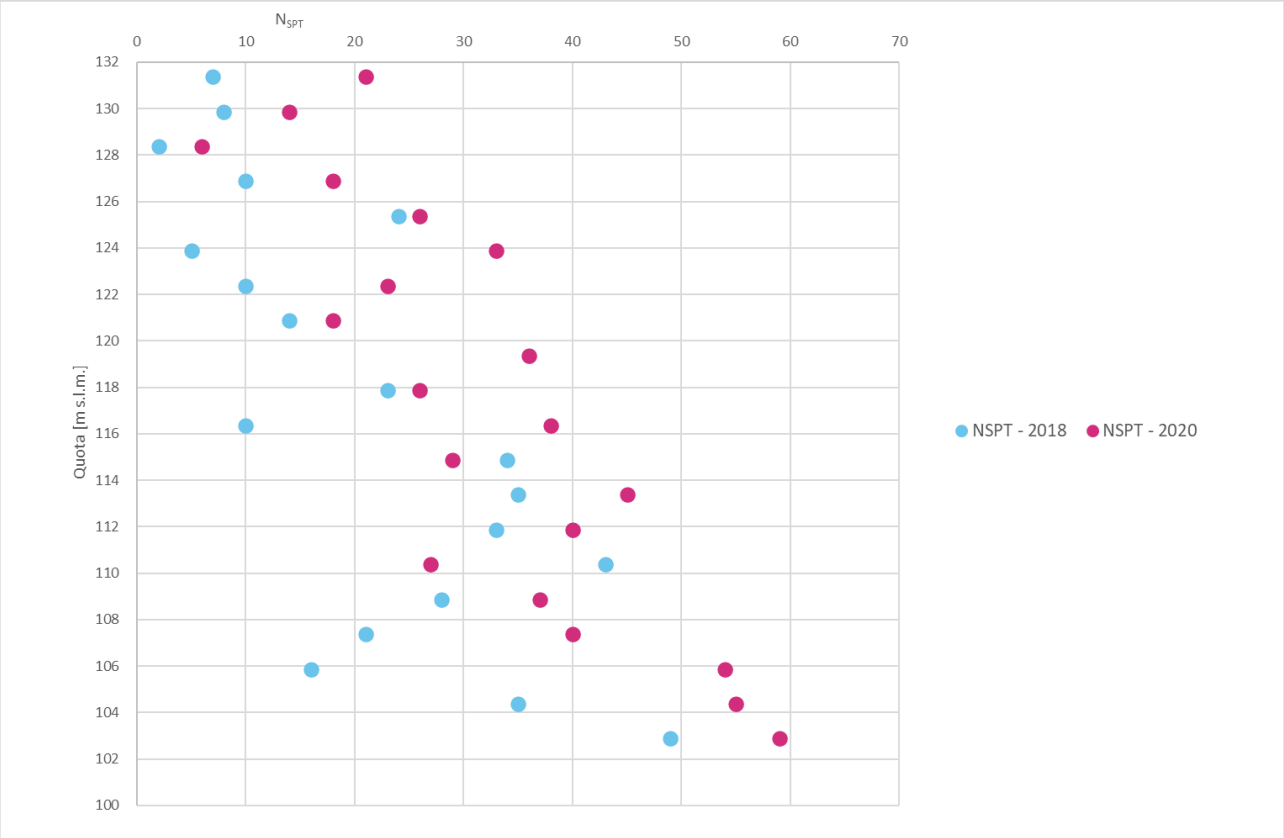


Figura 8 Risultati delle prove SPT.

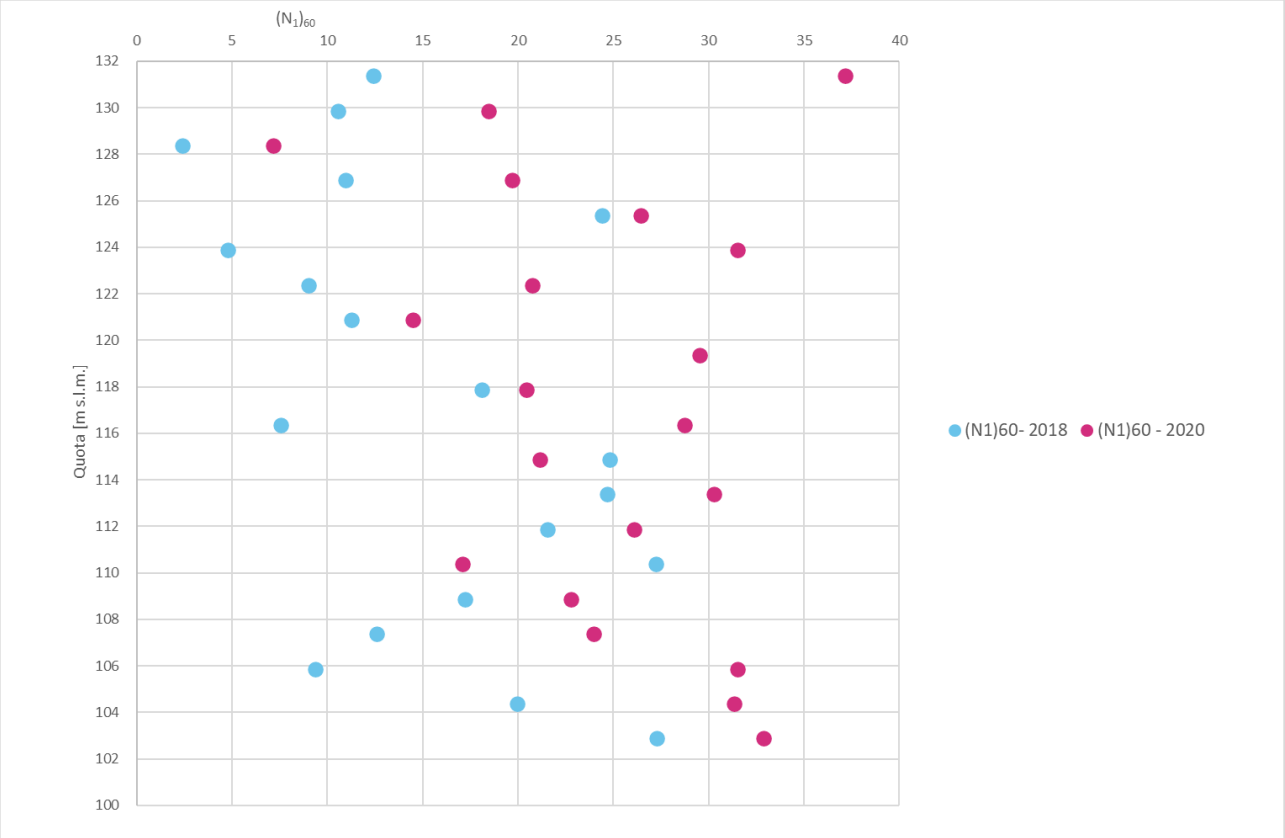


Figura 9 Risultati normalizzati delle prove SPT.

4.5.2 Prove penetrometriche dinamiche DPSH

Le tre prove penetrometriche dinamiche superpesanti sono state eseguite lungo una diagonale; la prova DPS2 è posizionata in prossimità del sondaggio S1.

In Figura 10 sono illustrati i risultati in termini di numero di colpi per avanzamento della punta nel terreno di 300 mm.

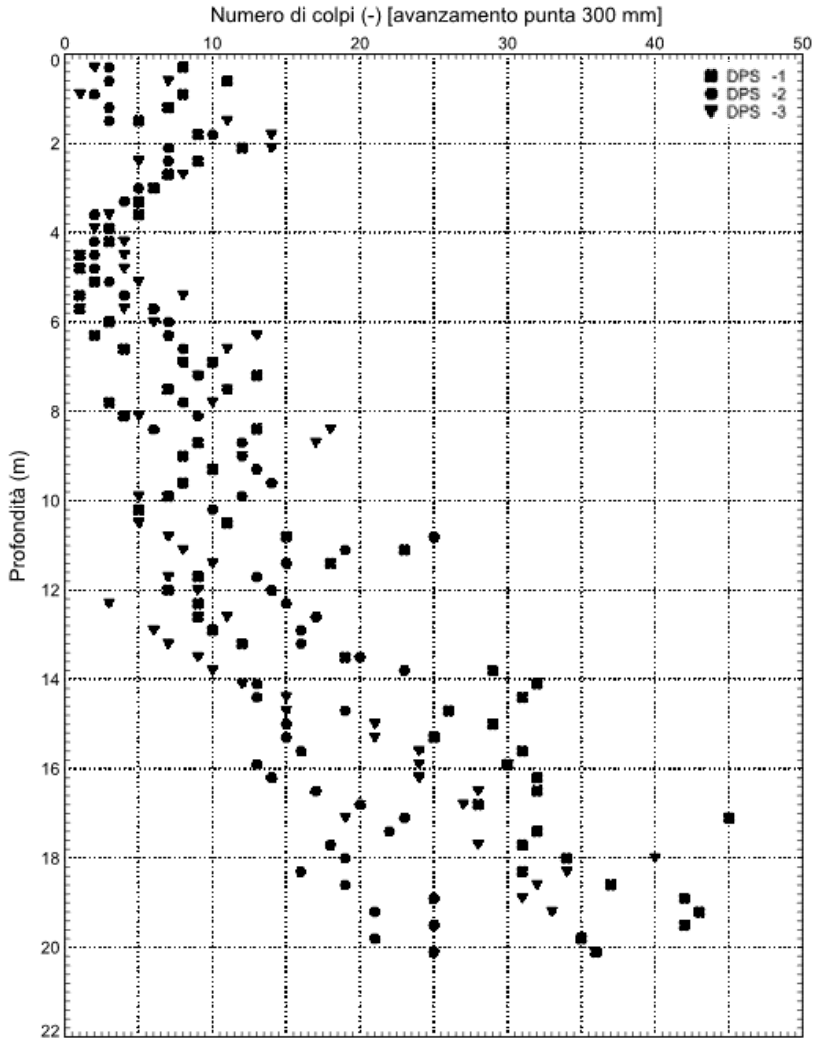


Figura 10 Risultati delle prove DPSH.

4.5.3 Prova MASW

Lo stendimento della prova MASW è illustrato in Figura 6. Si riportano in Figura 11 i profili ottenuti delle velocità delle onde di taglio V_S nei primi 30 m di profondità dal piano campagna.

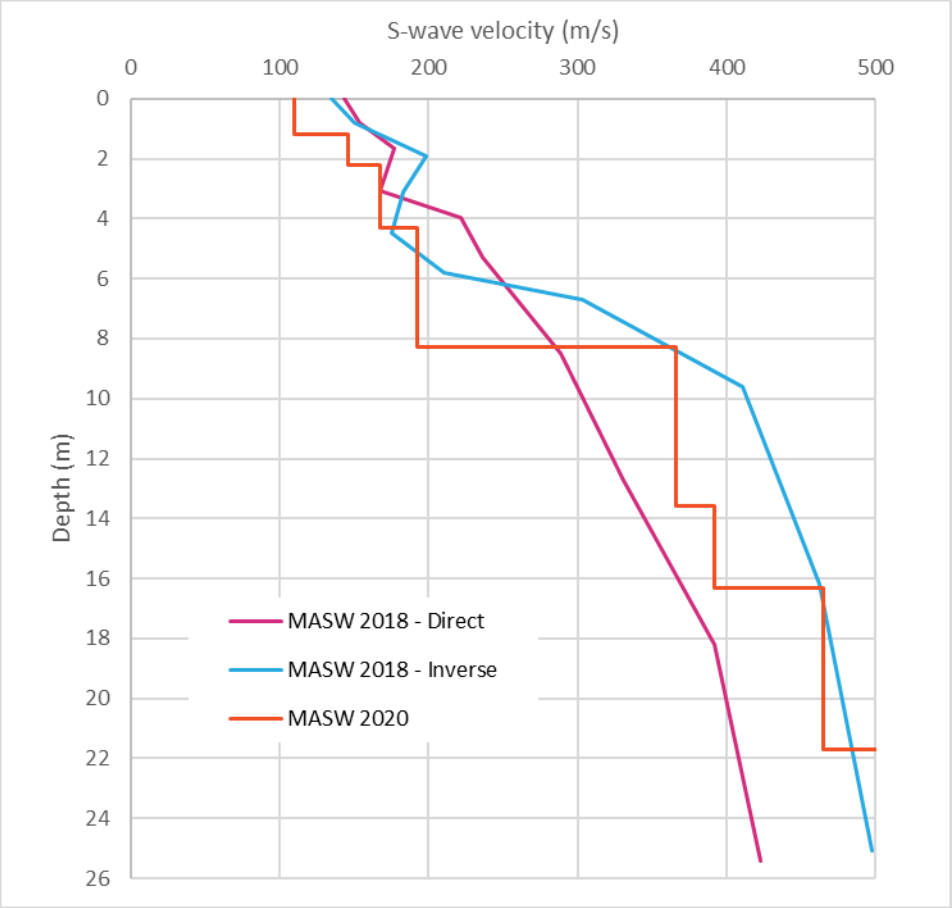


Figura 11 Profili delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova MASW.

5. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

5.1 Stratigrafia

In Tabella 8 è riassunta la stratigrafia di progetto, sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica [3]. Il livello di piano campagna varia localmente; ai fini della presente relazione si è considerata una quota media di +133.10 m s.l.m..

Tabella 8 Stratigrafia di progetto.

Strato	Profondità di tetto dal p.c. (m)	Profondità di base dal p.c. (m)
Terreno di riporto	0.00	3.00
Ghiaia e sabbia poco addensata	3.00	6.50
Ghiaia e sabbia mediamente addensata	6.50	12.50
Argilla limosa	12.50	13.50
Sabbia fine e media	13.50	Fine sondaggio

5.2 Determinazione dei parametri meccanici

Dalle indagini eseguite è possibile stimare i seguenti parametri meccanici del terreno:

- densità relativa, per i terreni granulari;
- angolo di attrito, per i terreni granulari;
- resistenza al taglio in condizioni non drenate, per i terreni coesivi;
- modulo di deformabilità.

Viene di seguito descritto il processo di interpretazione dei dati per giungere alla determinazione di tali parametri, i quali vengono riportati al paragrafo 5.3 in Tabella 9.

5.2.1 Densità relativa per i terreni granulari

La densità relativa è importante al fine di valutare il grado di addensamento dei materiali in sito, da cui dipendono sia l'angolo di attrito che le rigidezze degli stessi.

Si è utilizzata la correlazione proposta da Meyerhof [26]:

$$D_R = \left(\frac{N_{SPT}}{17 + 0.25 \cdot \sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$$

Dove:

D_R = densità relativa [-]

N_{SPT} = numero di colpi prova SPT [-]

σ'_{v0} = sforzo verticale efficace [kPa]

5.2.2 Angolo d'attrito dei terreni granulari

Il valore dell'anglo d'attrito può essere stimato direttamente dal valore di N_{SPT} o indirettamente, previa la derivazione della densità relativa dai risultati delle prove SPT. Si sono considerate diverse correlazioni presenti in letteratura, tra le quali:

- Correlazioni dirette con formule dipendenti dal parametro N_{60} o N_{SPT}:

- De Mello [22];
- Hatanaka & Uchida [23];
- Japanese National Railway [24];
- Meyerhof [26];
- Peck, Hanson & Thorburn [28];
- Japanese Road Bridge Specifications [32];
- Sowers & Sowers [34].
- Correlazioni indirette con formule dipendenti dal parametro D_R:
- Schmertmann [29].

In Figura 12 sono riportati i risultati delle correlazioni. In Tabella 8 sono indicati i valori che sono stati ritenuti ragionevolmente cautelativi ai fini della progettazione geotecnica.

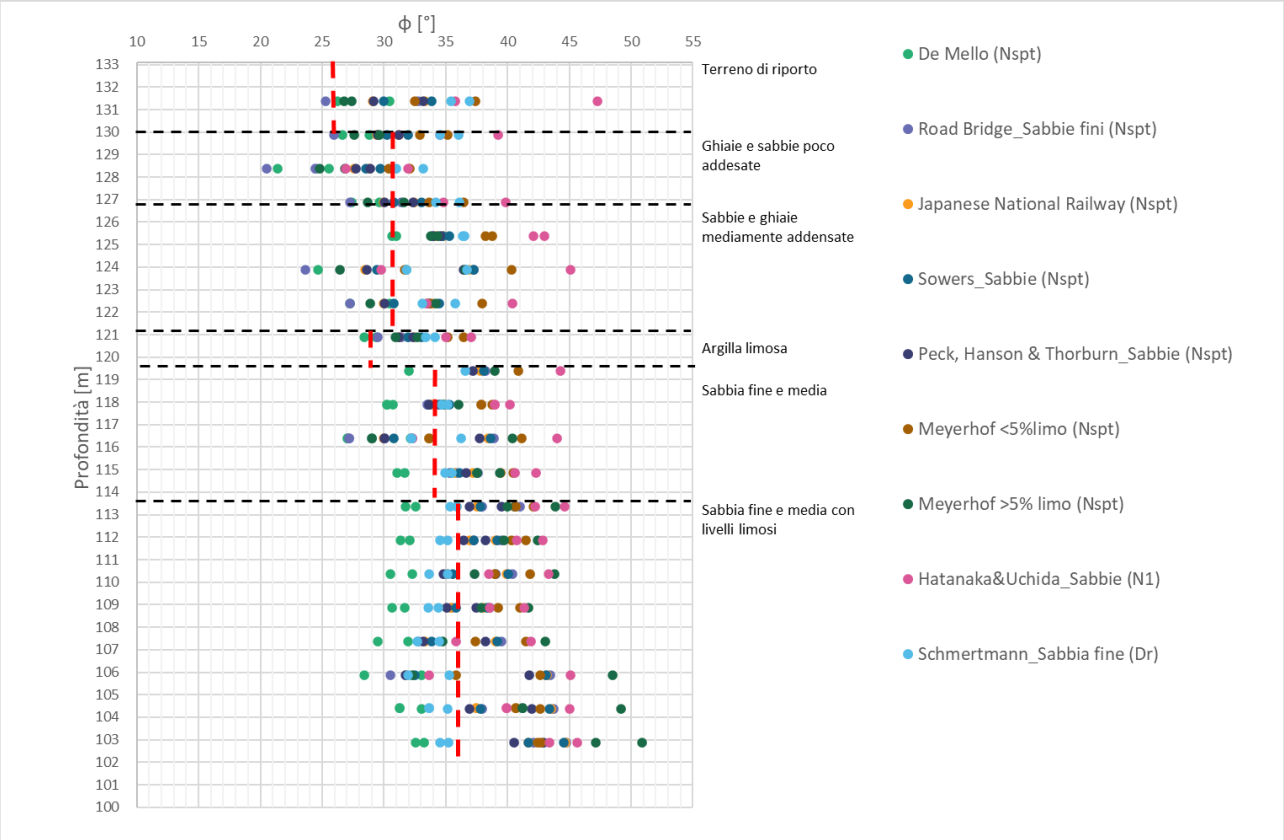


Figura 12 Risultati delle correlazioni utilizzate per la determinazione dell'angolo di attrito; le linee in magenta indicano i valori ritenuti rappresentativi di ogni strato.

5.2.3 Resistenza al taglio per terreni coesivi

Per i terreni coesivi, la resistenza a taglio in condizioni non drenate è stimabile dalla prova eseguita nel sondaggio S1 a profondità di circa 13m da piano campagna con il pocket penetrometer. Si è misurato un valore pari a circa 180 kPa, da cui:

$$c_u = \frac{PP}{2} = 90\ kPa$$

Poiché è disponibile un solo dato, tale valore è soggetto ad ampia variabilità; tuttavia, vista la tipologia di terreni e la soluzione fondazionale proposta di cui al capitolo 6, non si ritiene tale dato significativo per la progettazione delle soluzioni previste.

Per quanto riguarda l'angolo di attrito, questo parametro si può stimare sulla base dell'indice di plasticità, secondo il grafico proposto sulla base dei risultati di Bjerrum & Simons [18] riportato in Figura 13.

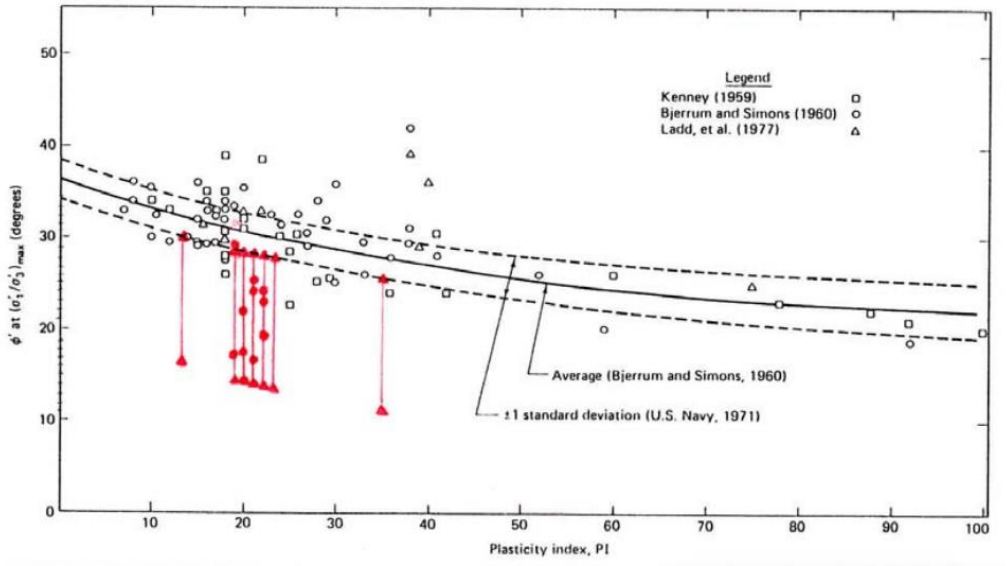


Figura 13 Correlazioni tra indice di plasticità e angolo d'attrito interno per materiali coesivi.

5.2.4 Deformabilità

Materiali granulari

Al fine di stimare i parametri di deformabilità secante (E') dei terreni incoerenti, sono state impiegati le seguenti correlazioni da letteratura:

- Tornaghi et al., in funzione del parametro N_{60}, pubblicata in [27];
- Schmertmann, in funzione del parametro N_{60} [29];
- D'Appolonia et al., in funzione del parametro N_{60} [22];
- Schultze & Mezenbach, in funzione del parametro N_{60} [31];
- Webb, in funzione del parametro N_{60} [1];
- Stroud, in funzione di $\alpha \cdot N_{SPT}$ [35];
- Stroud, in cui si assume $N_{SPT} \cong G$ [MPa] [35].

In Figura 14 sono riportati i risultati delle correlazioni; si è quindi considerato uno specifico livello di applicazione adeguato ad ogni correlazione utilizzata. Si osserva inoltre che molte di queste correlazioni non sono in grado di cogliere un aumento della rigidezza dei terreni con la profondità. Tale incremento risulta invece evidente dalle prove MASW (Figura 11); pertanto, parte dei risultati delle correlazioni da N_{SPT} non sono ritenute rappresentative per profondità elevate ai fini del presente progetto. In Tabella 9 sono indicati i valori di rigidezza secante che rappresentano una stima ragionata e cautelativa ai fini della progettazione geotecnica.

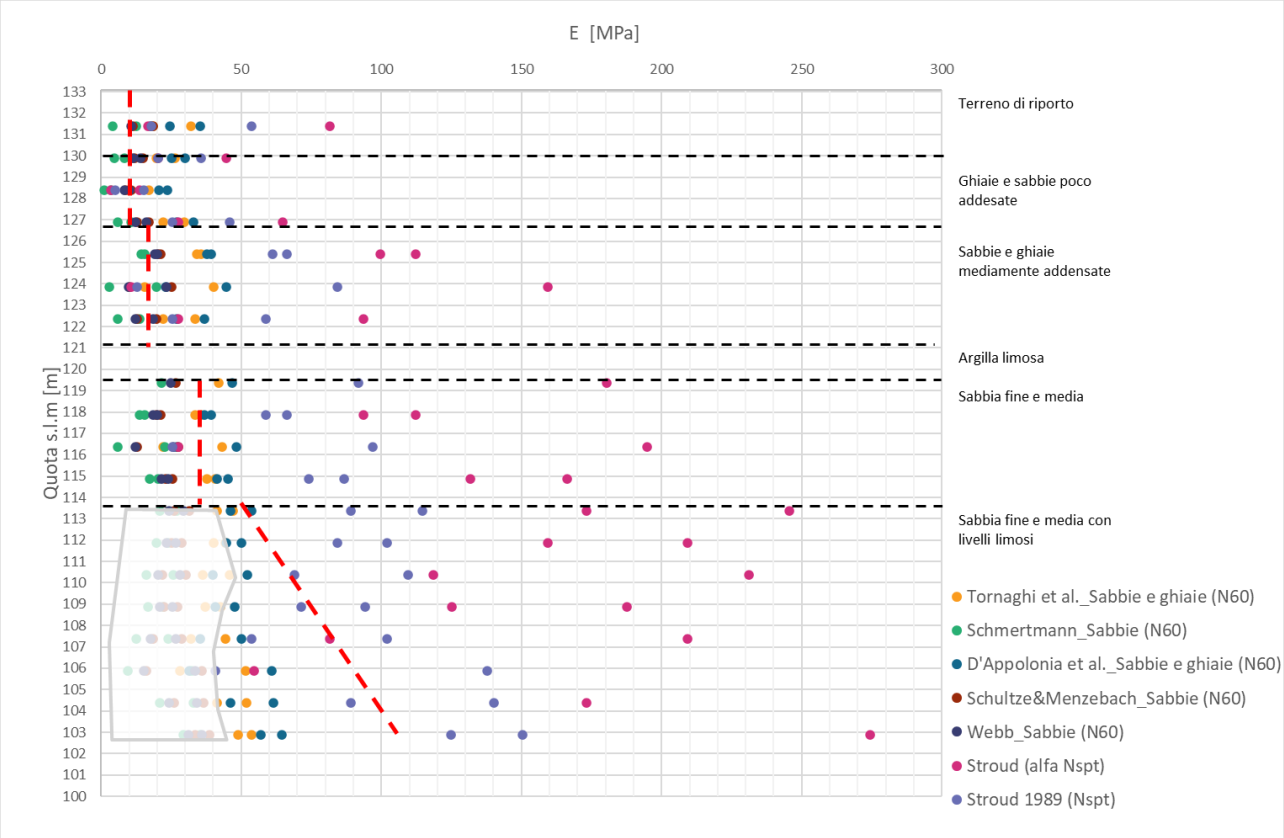


Figura 14 Risultati delle correlazioni utilizzate per la determinazione del modulo di Young; le linee in magenta indicano i valori ritenuti rappresentativi di ogni strato.

Materiali coesivi

Per quanto riguarda lo strato coesivo di argilla incontrato a circa 12.5m di profondità, si sono utilizzati i risultati della prova edometrica eseguita sul campione CR5, riportati in Figura 15. Si sono ricavati graficamente i valori dei coefficienti edometrici C_c e C_s, relativi rispettivamente al ramo di normal consolidazione e al ramo di rigonfiamento (scarico-ricarico). Confrontando le pendenze dei primi punti della prova e di quelli che giacciono sul ramo di scarico, si evince che lo strato argilloso è sovraconsolidato. Applicando il metodo di Casagrande [20], è inoltre possibile derivare che lo sforzo massimo subito dal terreno nello strato argilloso è pari a circa 350kPa; poiché il campione è stato prelevato ad una profondità di circa 12.5m, esso presenta uno sforzo efficace in sito pari a circa $\sigma'_{v0} = 145\ kPa$, il che riconferma l'ipotesi di sovraconsolidazione dello strato argilloso. Risulta infatti:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v\,max}}{\sigma'_{v_0}} \cong \frac{350}{145} \cong 2.4$$

Considerando quindi il coefficiente di rigonfiamento C_s, è possibile derivare il modulo edometrico:

$$E_{ed} = 2.302 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{c_s} \cdot \frac{1 + e_0}{1000} = 13.8\ MPa$$

Ipotizzando per il coefficiente di Poisson un valore $\nu = 0.3$, si deriva quindi il modulo E':

$$E' = \frac{E_{ed} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu} = 10.2\ MPa$$

s: prolungamento lineare del tratto di ricompressione
o: retta orizzontale al punto P
b: retta bisettrice tra o e t
t: retta tangente alla curva edometrica nel punto P

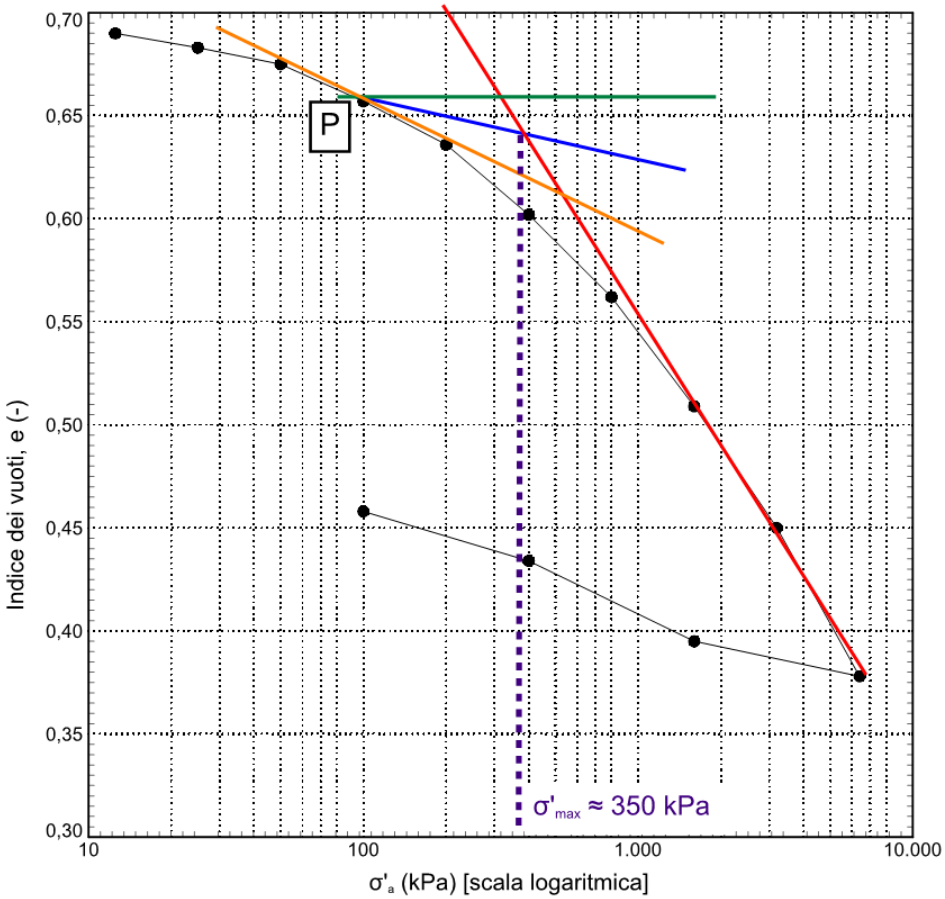


Figura 15 Metodo di Casagrande: estrapolazione dello stato di sforzo massimo subito dal campione CR5.

5.3 Parametri geotecnici

Sulla base di quanto documentato nei paragrafi precedenti, si riportano in Tabella 9 i parametri medi caratteristici dei terreni in sito. Si segnala che per i primi tre metri di terreno, i quali sono stati identificati come terreno di riporto, non si possiedono dati significativi ai fini della caratterizzazione geotecnica. Pertanto, si sono assunti parametri ragionevolmente cautelativi ai fini della progettazione.

Tabella 9 Parametri caratteristici medi

Strato	Profondità (m da p.c.)	γ (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	ν	$E'_{0.01\%}$ (MPa)	dE'/dz (MPa/m)	E_{ed} (MPa)
Riporto	0.0-3.0	18.5	26.0	0.0	-	0.3	10.0	0	
Ghiaia e sabbia	3.0-6.5	18.5	31.0	0.0	-	0.27	10.0	0	-
Ghiaia e sabbia	6.5-12.5	18.5	31.0	0.0	-	0.27	17.0	0	-
Argilla limosa	12.5-13.5	20.0	29.0	5.0	90.0	-	10.2	0	13.8
Sabbia fine e media	13.5-19.5	18.5	34.0	0.0	-	0.27	35.0	0	-
Sabbia fine e media	19.5 – fine sondaggio	19.5	36.0	0.0	-	0.27	50.0	4.7	-

5.4 Livello di falda

Nell'agosto 2018 il livello della falda è stato misurato dal sondaggio S1 a circa 3m di profondità dal piano campagna. Si osserva che tale dato rivela un innalzamento rispetto alle soggiacenze riportate sulla carta del PGT del 2008. Nell'estratto riportato in Figura 16 si evince infatti che l'area ricade presso la isopiezometrica +127.50m slm, la quale, considerando un livello medio di piano campagna a circa +133.10m slm, corrisponde ad una soggiacenza di circa 5.60m.

Al fine della progettazione delle fondazioni, si è effettuata una lettura piezometrica in data 28 Marzo 2019, che ha misurato una profondità di falda di 4.50m da p.c. Tale dato è confermato anche dalle successive campagne indagini e dai lavori eseguiti sull'edificio Building 1, la falda risulta essere quindi piuttosto superficiale.

Ai fini della progettazione, nelle more dell'effettuazione di ulteriori letture, si suggerisce di adottare un valore di livello di falda a +131.10m slm, corrispondente a circa -2.0m da piano campagna.

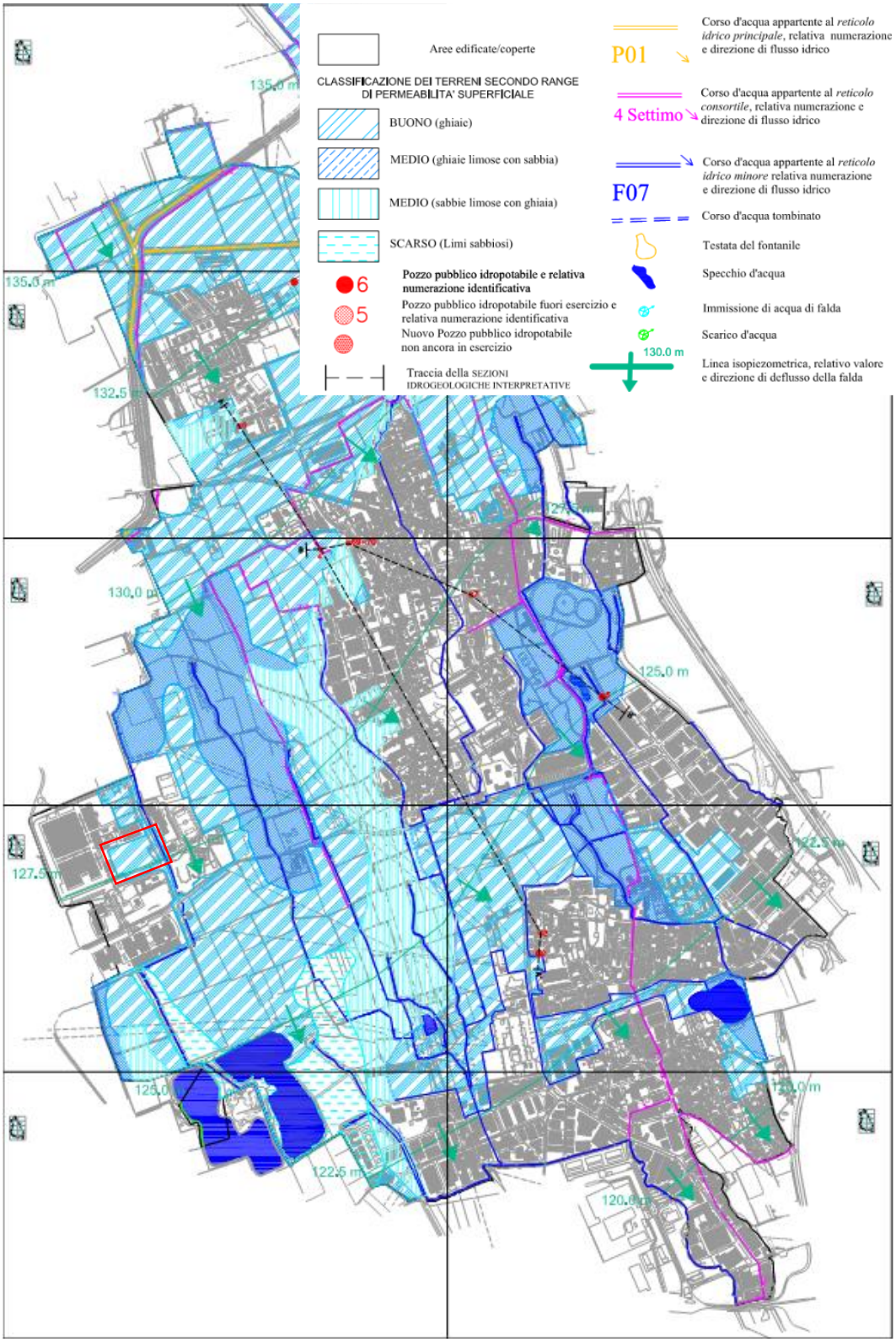


Figura 16 Estratto dalla carta Idrogeologica ed idrografica del Comune di Settimo Milanese (Dicembre 2008).

6. Progettazione di opere geotecniche

Come riportato nei paragrafi precedenti, il terreno in sito è caratterizzato da un discreto livello di deformabilità, specialmente per i primi 10-12m di profondità. Questo aspetto si rivela particolarmente incidente al fine della scelta delle fondazioni, dal momento in cui il progetto del Data Centre prevede il trasferimento in fondazione di carichi particolarmente elevati. Il progetto delle fondazioni dovrà considerare una soluzione che minimizzi il rischio di cedimenti differenziali oltre i valori ammissibili per il Data Centre.

Sulla base dell'esperienza di quanto realizzato per l'edificio adiacente Building 1, ovvero fondazioni profonde su pali CFA, si ritiene opportuno utilizzare la stessa soluzione.

L'utilizzo di pali CFA, di lunghezza massima circa 25m, garantisce la minimizzazione dei cedimenti differenziali trasferendo i carichi a strati più profondi e di caratteristiche meccaniche migliori.

Per l'edificio Building 1 sono stati utilizzati pali CFA di diametri variabili da D600 (travi di collegamento tra le diverse platee) e D1000 (pali sotto le platee).

6.1 Capacità portante pali di fondazione

Di seguito si riportano i grafici dell'andamento della capacità portante verticale a compressione (C) e a trazione (T) del singolo palo secondo le NTC2018. Per un palo di diametro 1000mm e una profondità di 25m risulta una capacità a compressione a Stato Limite Ultimo di circa 4000kN.

La capacità portante dei pali CFA potrà essere stimata anche dalle prove di carico su palo pilota eseguite durante la realizzazione del Building 1, secondo quanto previsto da normativa.

Sulla base dei valori di capacità portante e dei carichi dell'edificio Building 2, si potrà stimare il numero e la tipologia di pali necessario e la distribuzione di essi su tutta l'area.

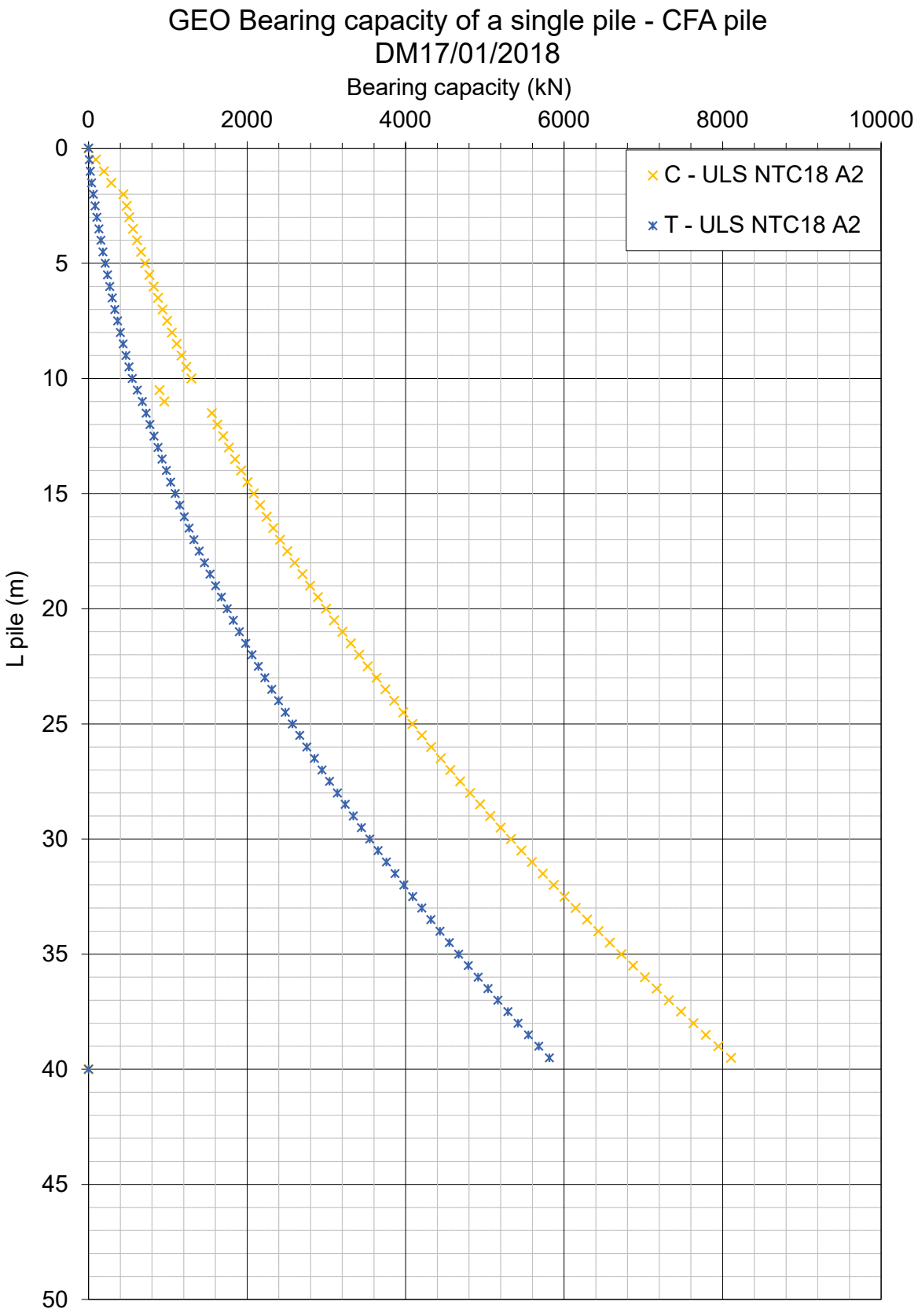


Figura 17 Capacità portante verticale del singolo palo in funzione della profondità (D1000).

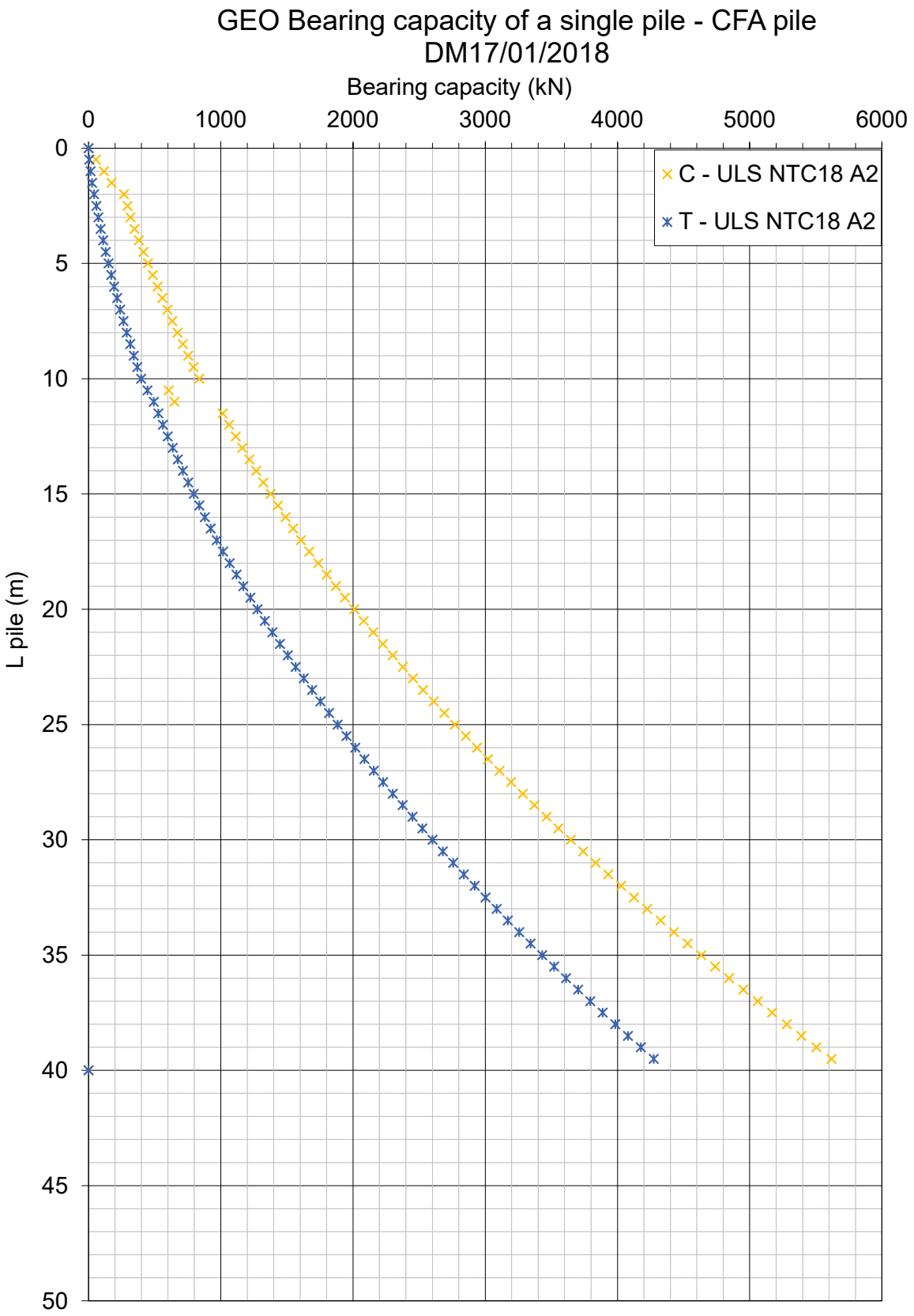


Figura 18 Capacità portante verticale del singolo palo in funzione della profondità (D800).

6.2 Cedimenti

Le fondazioni del Building 2 sono costituite da plinti su pali realizzati mediante pali CFA armati, a supporto di pilastri e setti. I plinti, di altezza pari a 1.8 m, sono tra loro collegati tramite una maglia di travi di pari altezza, costituendo un sistema di fondazione rigido e interconnesso. I pali presentano diametri pari a 0.8 m e 1.0 m e sono attestati a profondità comprese tra circa 21 m e 23 m dal piano campagna, valori definiti al fine di garantire adeguati livelli di capacità portante e stabilità globale sia in condizioni statiche sia in presenza di azioni orizzontali.

Le valutazioni dei cedimenti sono state sviluppate mediante modellazioni numeriche avanzate agli elementi finiti, in grado di rappresentare il comportamento del terreno e la reale configurazione tridimensionale del sistema fondazionale. I risultati delle analisi, riferiti alle combinazioni di esercizio (SLE), indicano cedimenti massimi delle fondazioni su pali inferiori a 4 mm, valore pienamente compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e con le tolleranze della struttura, caratterizzate da elevata sensibilità ai movimenti differenziali.

Per ulteriori dettagli in merito alle ipotesi modellistiche, ai parametri geotecnici adottati e ai risultati completi delle analisi, si rimanda all'Appendice alla presente Relazione Geotecnica. Tale appendice riporta un estratto della Relazione di Calcolo Strutturale, all'interno della quale sono documentati in modo esaustivo gli esiti delle analisi numeriche sviluppate.

7. Riferimenti normativi

Il presente documento è stato redatto in conformità con le seguenti normative:

[7] D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.

[8] D.M. 17-01-2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

[9] Circolare 02-02-2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporto approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

[10] Circolare 21-01-2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporto approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

[11] D.G.R. 30-11-2011, “Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12”, approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374”.

[12] D.G.R. 11-07-2014 n.2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R.1/2000, art.3, c.108, lett. d)".

[13] D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. X/4144 “Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)”.

[14] L.R. 12 ottobre 2015 n.33 “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche” BURL Supplemento n.42 del 16 ottobre 2015.

[15] UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali”.

[16] UNI EN 1998-1:2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.

[17] UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

8. Riferimenti bibliografici

[18] Bjerrum, L., Simons, N.E. (1960) “Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays” Norwegian Geotechnical Institute, 35, 13-22.

[19] Bolton, M.D. (1986), “The strength and dilatancy of sands” Géotechnique 36, No. 1, 65-78.

[20] Casagrande, A. and Fadum, R.E. (1940). “Notes on soil testing for engineering purposes.” Soil Mechanics Series No. 8, Pub. No. 268, p. 37, Harvard University, Cambridge

[21] D’Appolonia, D.J. et al. (1970) “Settlement of spread footings on sand, Closure”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol.96, No.SM2, 754-762.

[22] De Mello, V.F.B (1971), “The Standard Penetration Test” SOA Report, Proc. IV Panamerican Conf. On SMFE, San Juan, Puerto Rico.

[23] Hatanaka M., Uchida A. (1996) “Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils”, Soils and Foundations. 36(4): 1-10.

[24] JSCE (1984), “Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan. Japanese Society of Civil Engineers,” Tokyo.

[25] Liao S. S. C., Whitman R. V. (1986), “Overburden correction factors for SPT in sand”, Journal of Geotechnical Engineering 112, No. 3.

[26] Meyerhof, G. (1956) “Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils” Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.82, 1-19.

[27] Pasqualini, E. (1983) “Standard Penetration Test – Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni – Politecnico di Torino”.

[28] Peck, R.B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H., (1974) “Foundation Engineering”, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York, NY.

[29] Schmertmann, J.H. (1970) “Static cone to compute static settlement over sand”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol.96, No.SM3, 1011-1043.

[30] Schmertmann, J.H. (1978), “Use of SPT to Measure Dynamic Soil Properties? Yes, But...!” Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654. 341-355.

[31] Schultze, E., Menzenbach, E., (1961) “Standard penetration test and compressibility of soils”, Proc. Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Paris), Vol. 1, 527

[32] Shioi, Y., Fukuni, J. (1982), “Road Bridge Specifications”

[33] Skempton, A. W. (1986) “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” Géotechnique 36, No. 3, 425-447.

[34] Sowers, G. B., Sowers, G. F. (1961) “Introductory Soil Mechanics and Foundations” Sec. Edition, The Macmillan Company, New York.

[35] Stroud, M. A. (1989), “The Standard Penetration Test: Its application and interpretation”, Proceedings ICE Conference on Penetration Testing in the UK, London: Thomas Telford.

[1] Webb D. L., (1969) "Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa”, Proceedings, Conference on In Situ Behavior of Soil and Rock, Institution of Civil Engineers, London, 181-188.

Appendix A

A.1 Calcoli delle fondazioni

10.9.10.1 Deformation check

The maximum deformation at the top according to the rare combination is calculated as follows:

$$f = \frac{q L^4}{8 E J}$$

The section chosen for the steel columns is a tubular profile **180×120** with 4 mm of thickness:

b x a mm	s mm	Peso kg/m	Sezione metallica cm^2	Momenti di inerzia Jx cm^4	Momenti di inerzia Jy cm^4	Moduli di resistenza Wx cm^3	Moduli di resistenza Wy cm^3	Raggi di inerzia ix cm	Raggi di inerzia iy cm
180 x 120	3,0	13,85	17,64	827,38	443,76	91,93	73,96	6,85	5,02
	4,0	18,34	23,36	1.082,78	578,27	120,31	96,38	6,81	4,98
	5,0	22,77	29,00	1.328,42	706,42	147,60	117,74	6,77	4,94

Q=1.22*1.23 kN/m = 1.5 kN/m

f= $1.5*4.2^4/(8*210000*10^3*1082.78*10^{-8})$ = 2.6 cm

Deformata limite della normativa è 1/250*2L= 3.36 cm

10.9.10.2 Bending check

MULS=$ql^2/2$= $1.5*1.5*4.2^2/2$= 19.845 kNm.

10.10 Foundation

Building 2 foundations consist of piled pads with CFA reinforced piles supporting columns and walls. Pads are 1.8m high and they are connected through a grid of 1.8m high beams. The piles have two different diameters, 1.0 m and 0.8m, with pile toe levels varying from 21m to 23m depth, selected to meet both lateral and vertical stability requirements.

For the verification of the surface foundations, a global analytical model was created with the structure in elevation and the slab using calculation Software Midas GEN.

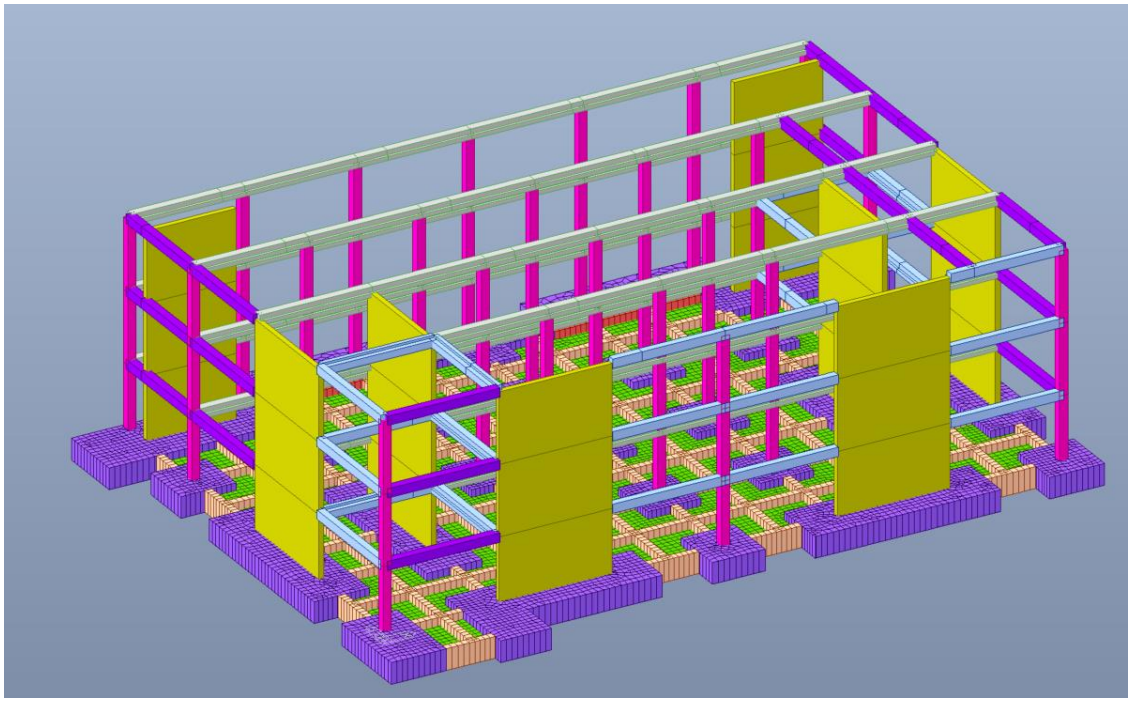


Figure 217 Analytical model with foundation– 3D views

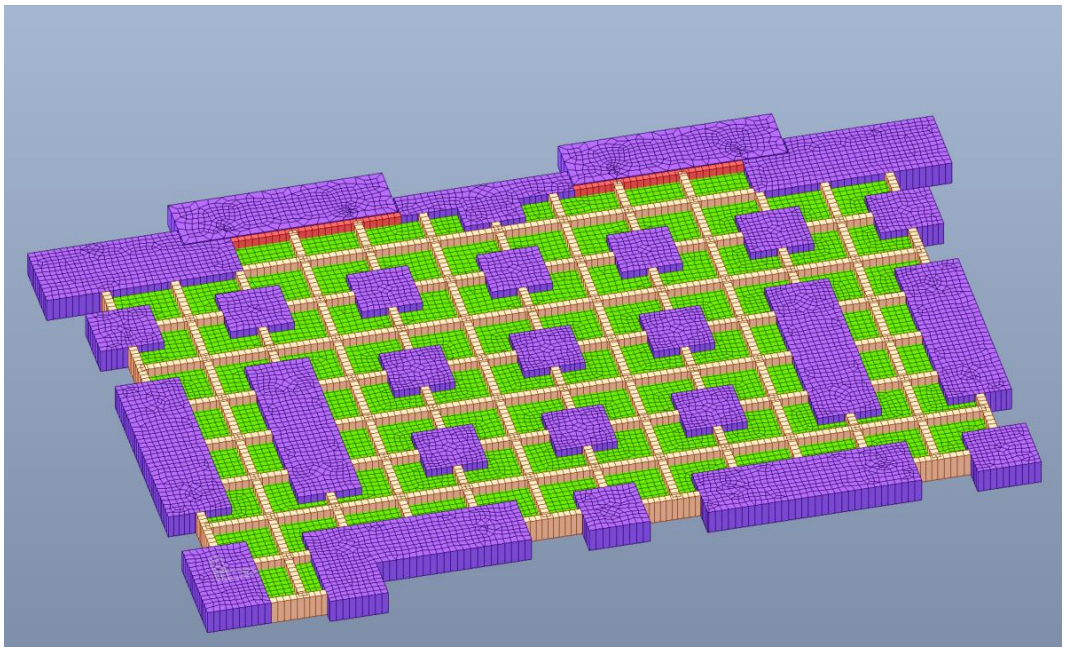


Figure 218 Analytical model with foundation– Zoom 3D views

To represent the CFA reinforced piles action, the springs in the vertical direction have been inserted into the model, distinctly for 1000 mm piles and 800 mm piles. The point of application of the springs is faithful to the layout of the piles indicated in carpentry.

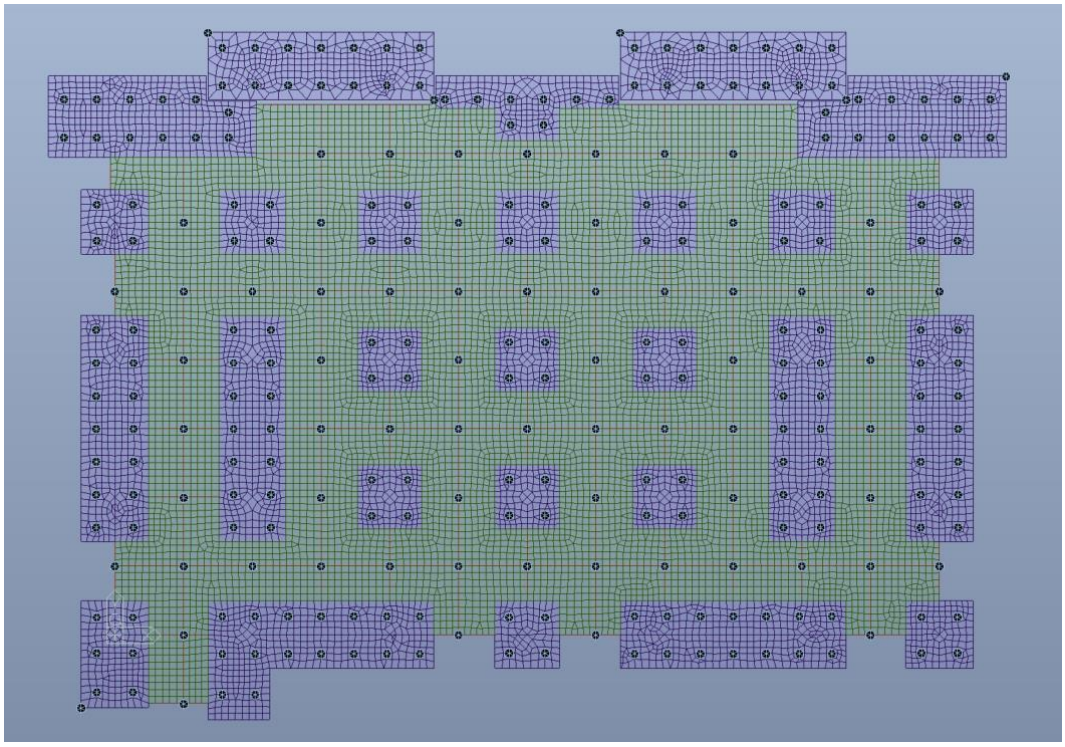


Figure 219 Analytical model with foundation– Zoom Plant view with spring point

The study of soil-pile interaction was tackle with the use of the software Oasys Pile 20.0, with reference to the following hypotheses:

- single pile embedded in a stratified soil;
- soil's elastic model;
- load-controlled test: application of an incremental vertical load, record of the related settlements.

The Winkler "k" has been calculated for the two types of piles indicated in the underlying carpentry, in relation to the load-settlement curve obtained from the simulation, for piles of 800 mm of diameter and for piles of 1000 mm of diameter as follows:

$$k_{pile} = \frac{dQ}{ds} \left[\frac{F}{L}\right]$$

Two ranges of Winkler "k" have identified, as shown in Figure 220.

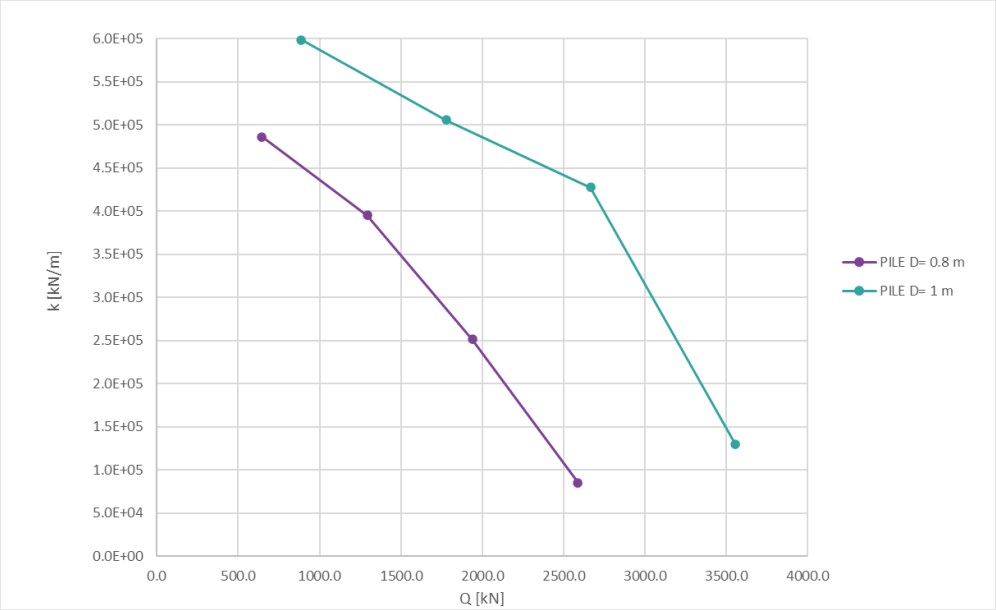


Figure 220 Graph with the trend of the Winkler K as a function of the change in the load

To consider the maximum stresses in the foundation, the maximum Winkler "k" was adopted in *z direction*. Instead, two constraints have been inserted in opposite directions to fix horizontal displacements.

ULS and SLS checks were carried out on the slab, on the different pile caps, on the tie beams and CFA Piles.

10.10.1 Pile caps

10.10.1.1 450x450x180 Pile caps – 470x470x180 Pile caps

SLS check

SLS Frequent Combination 1

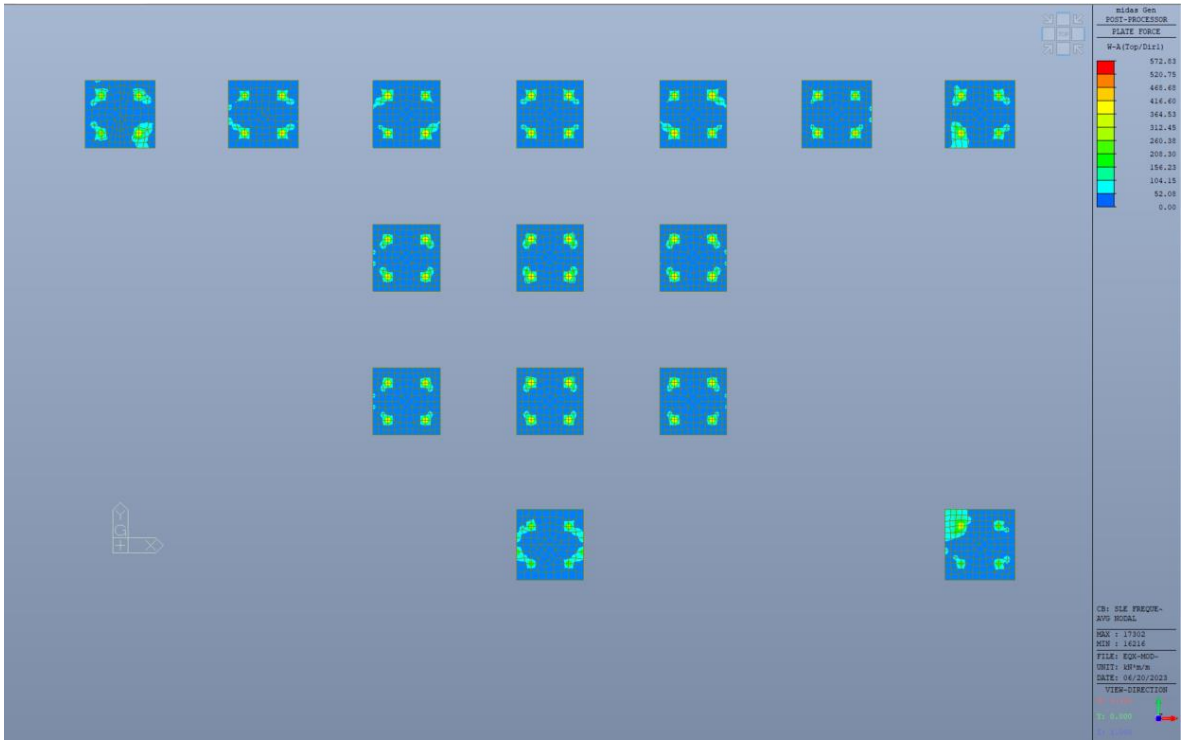


Figure 221 **Top x direction (Bending Moment around y-axis)**

SLS Frequent Combination 2

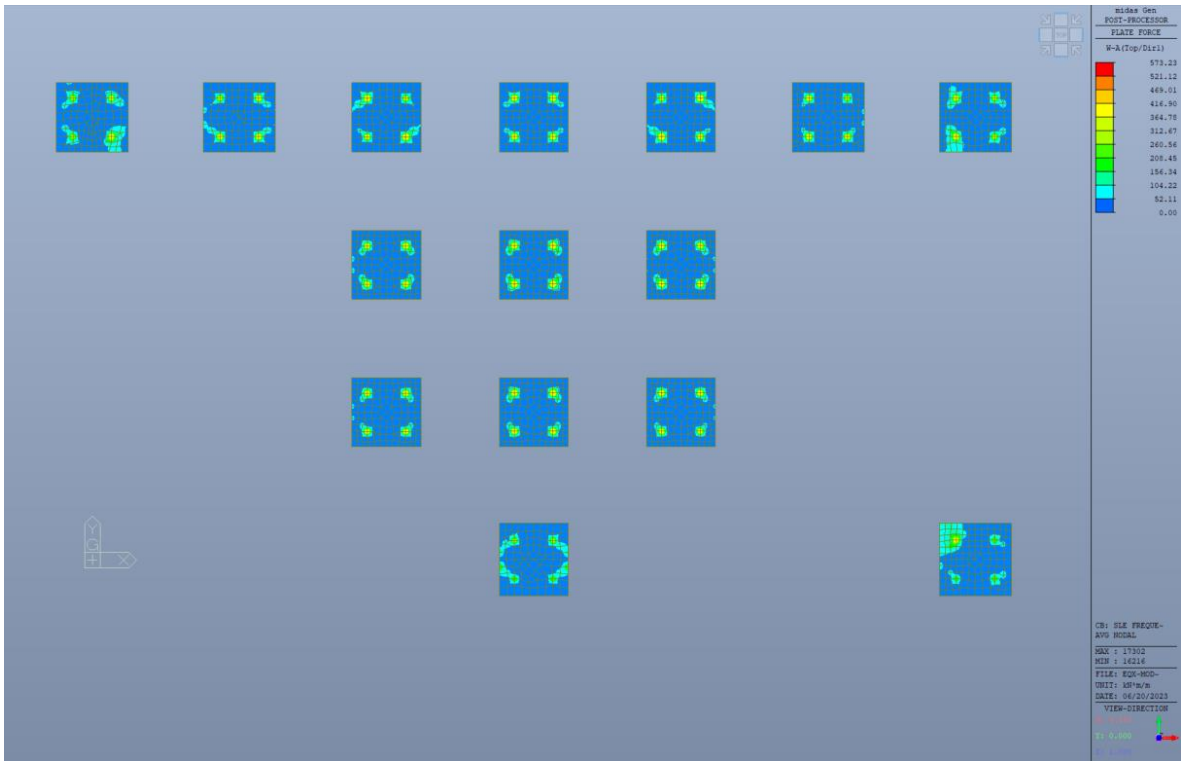


Figure 222 Top x direction (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 3

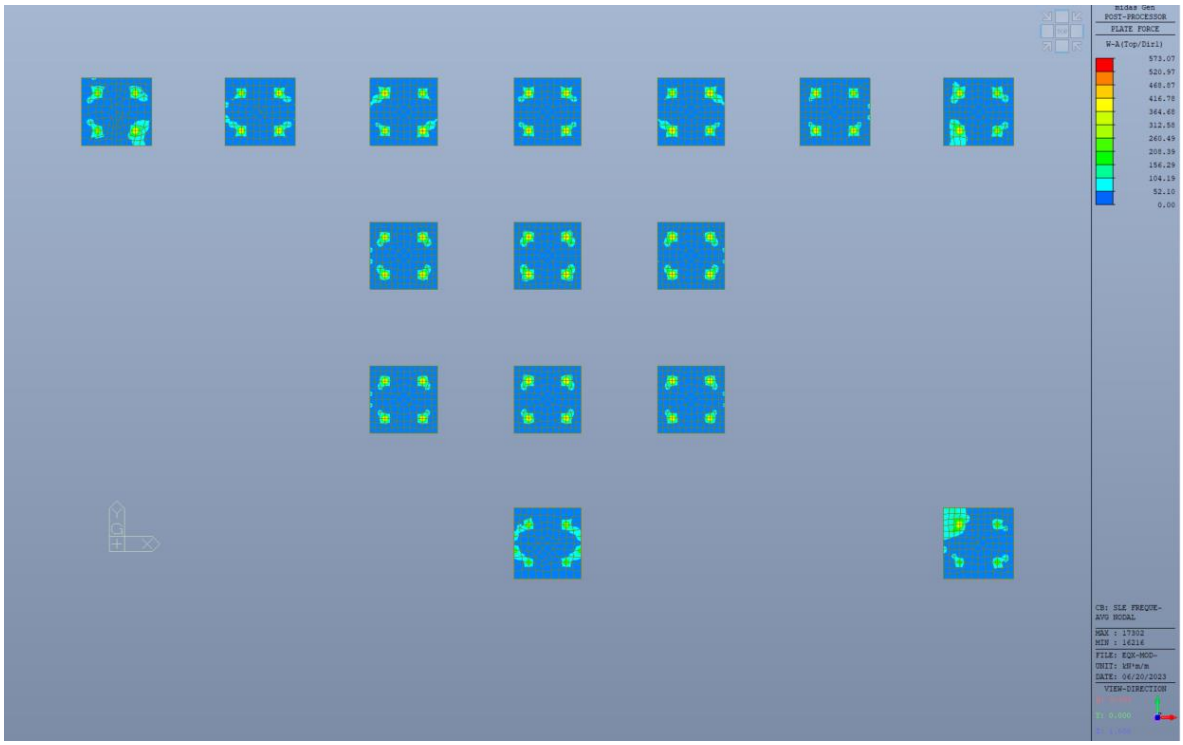


Figure 223 Top x direction (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 4

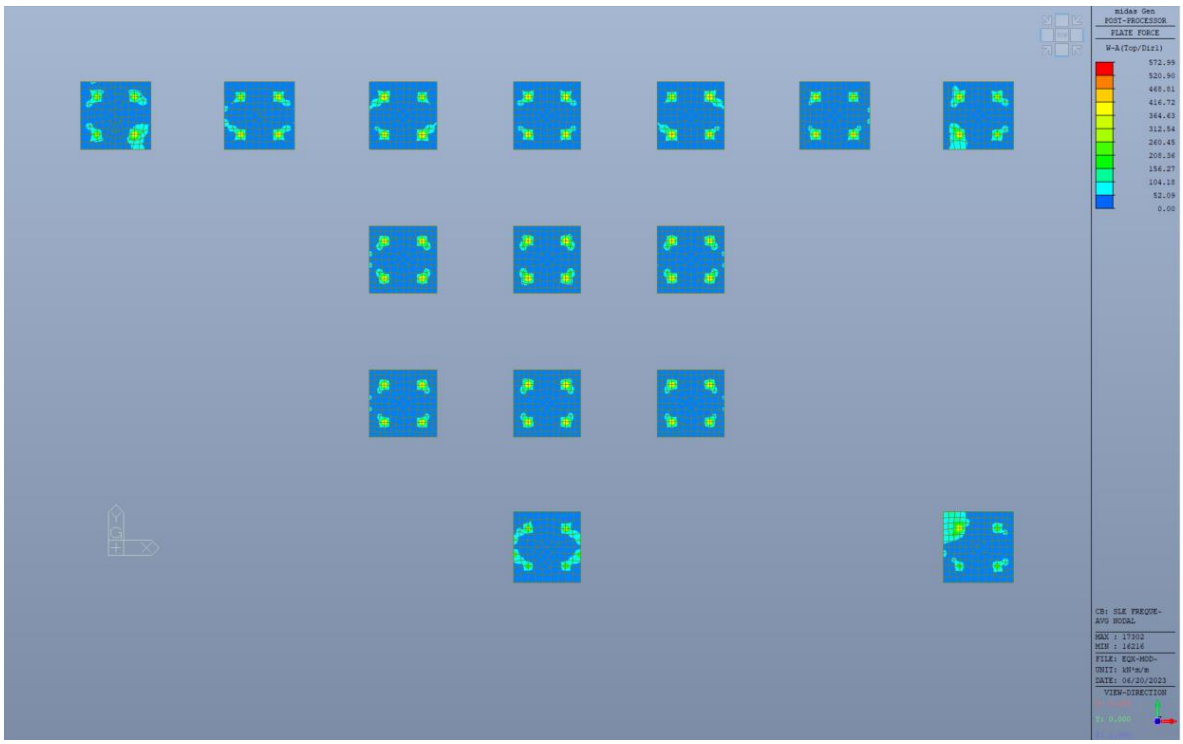


Figure 224 Top x direction (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 1

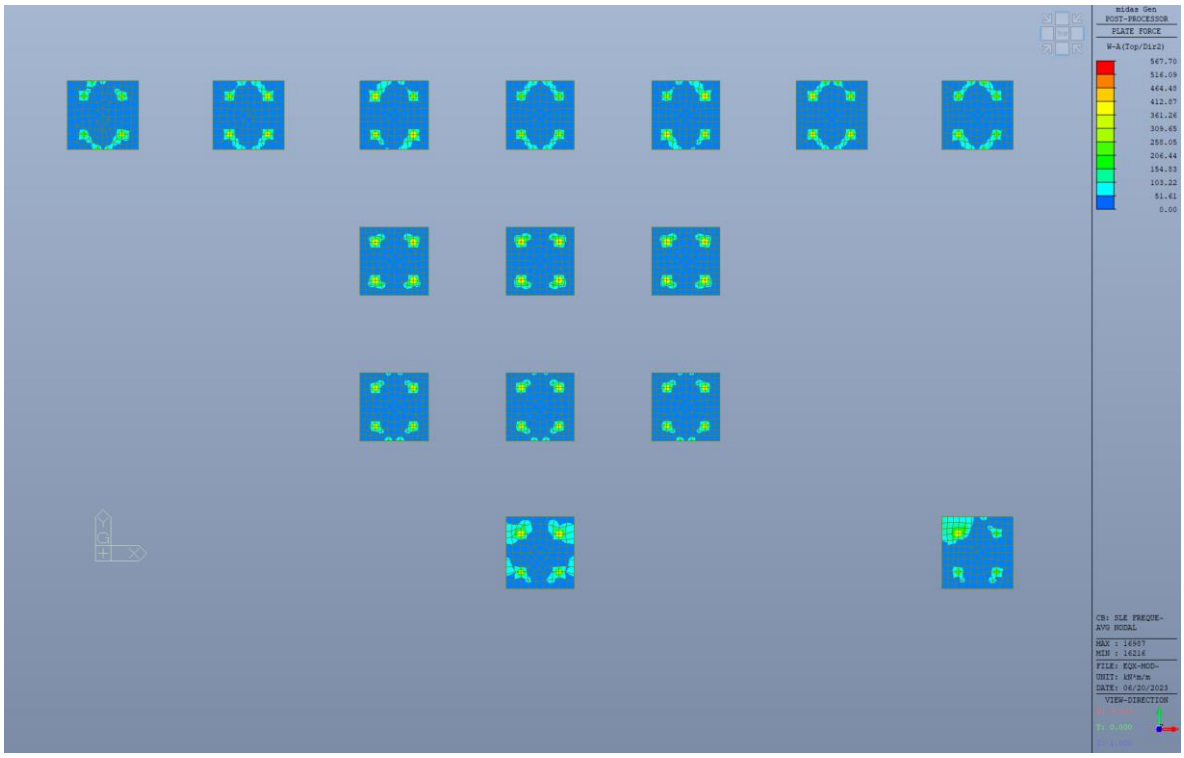


Figure 225 Top y direction (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 2

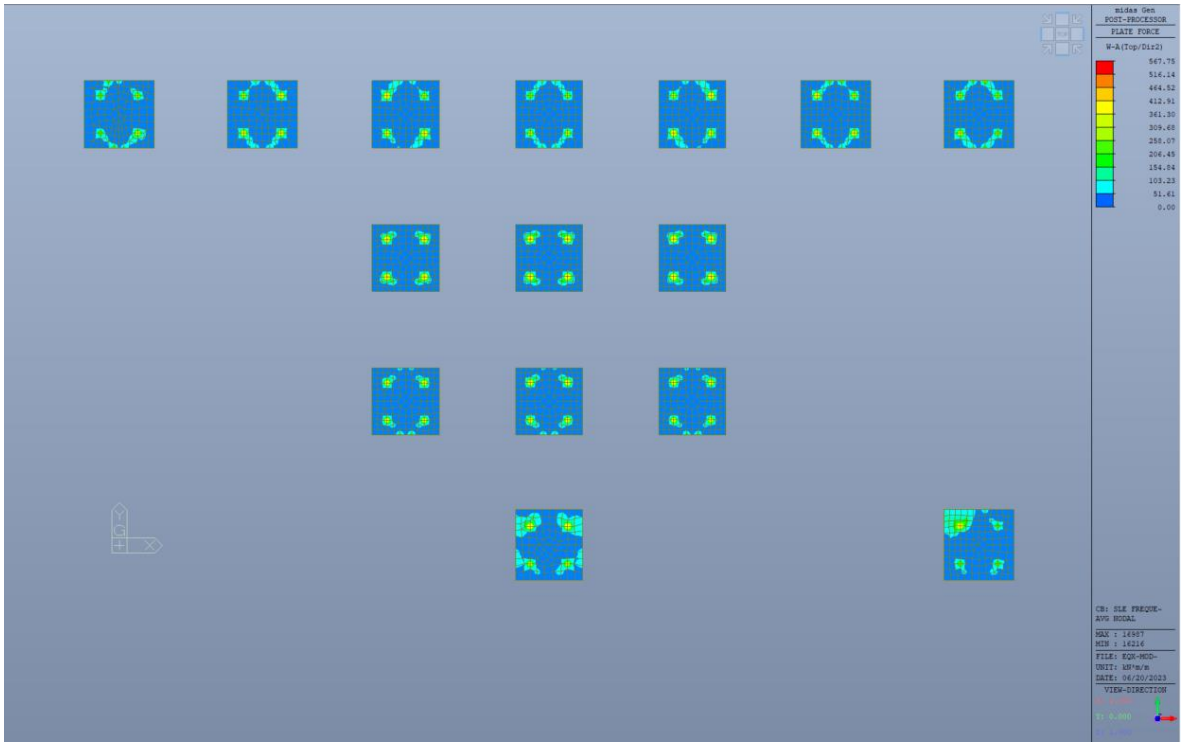


Figure 226 Top y direction (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 3

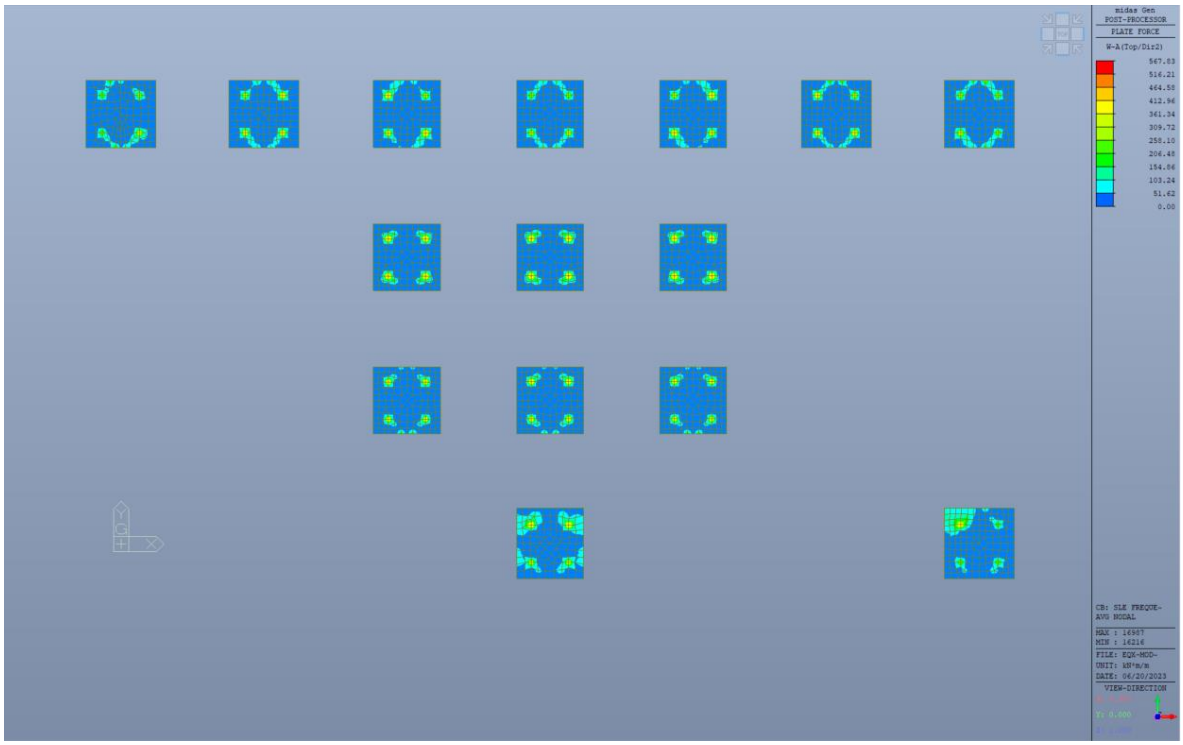


Figure 227 Top y direction (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 4

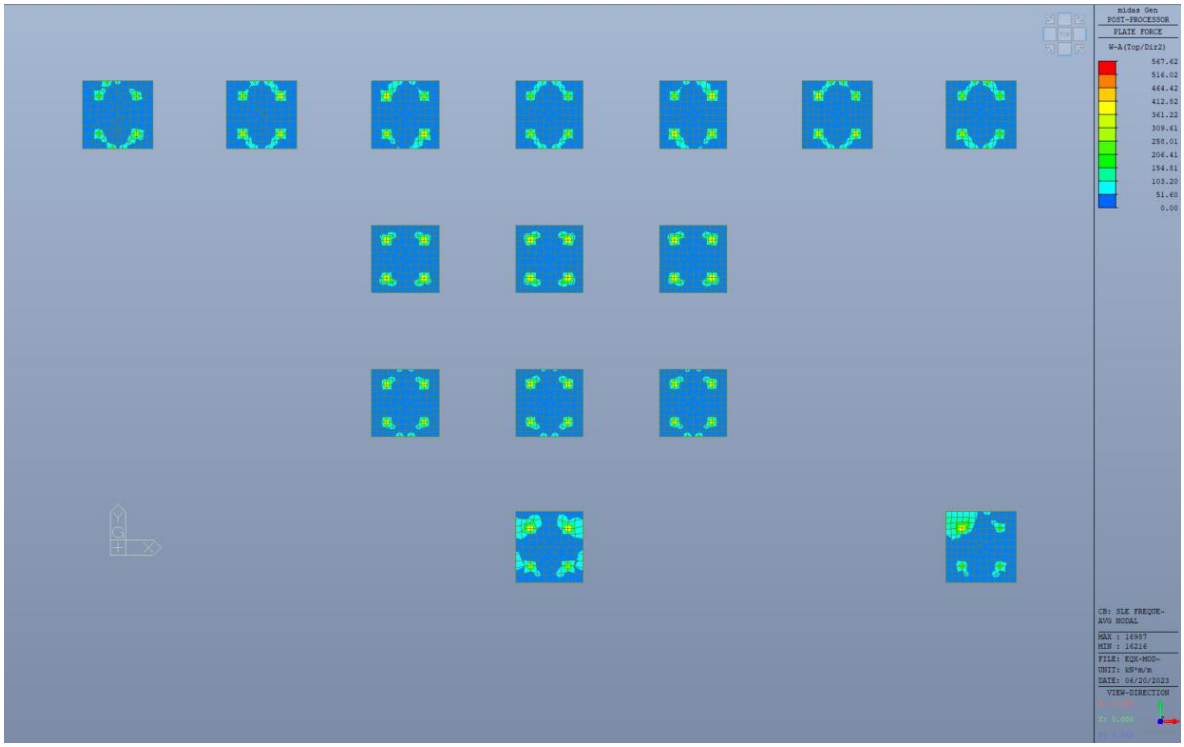


Figure 228 Top y direction (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 1

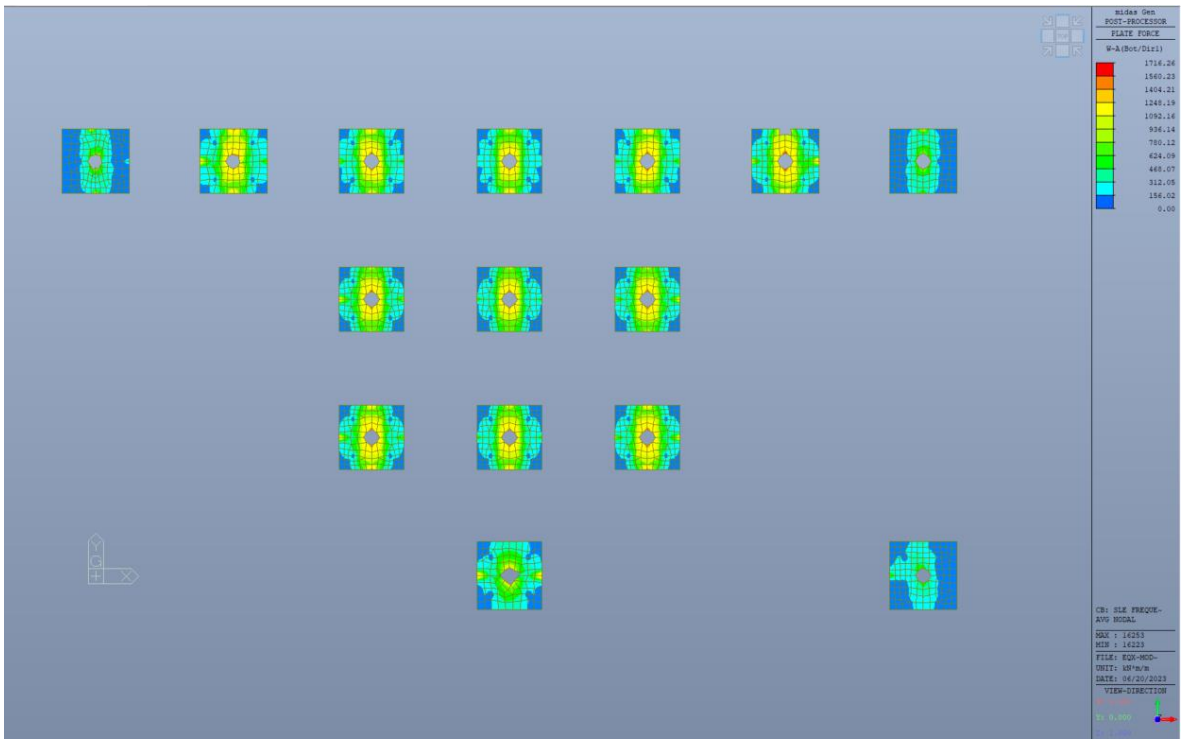


Figure 229 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 2

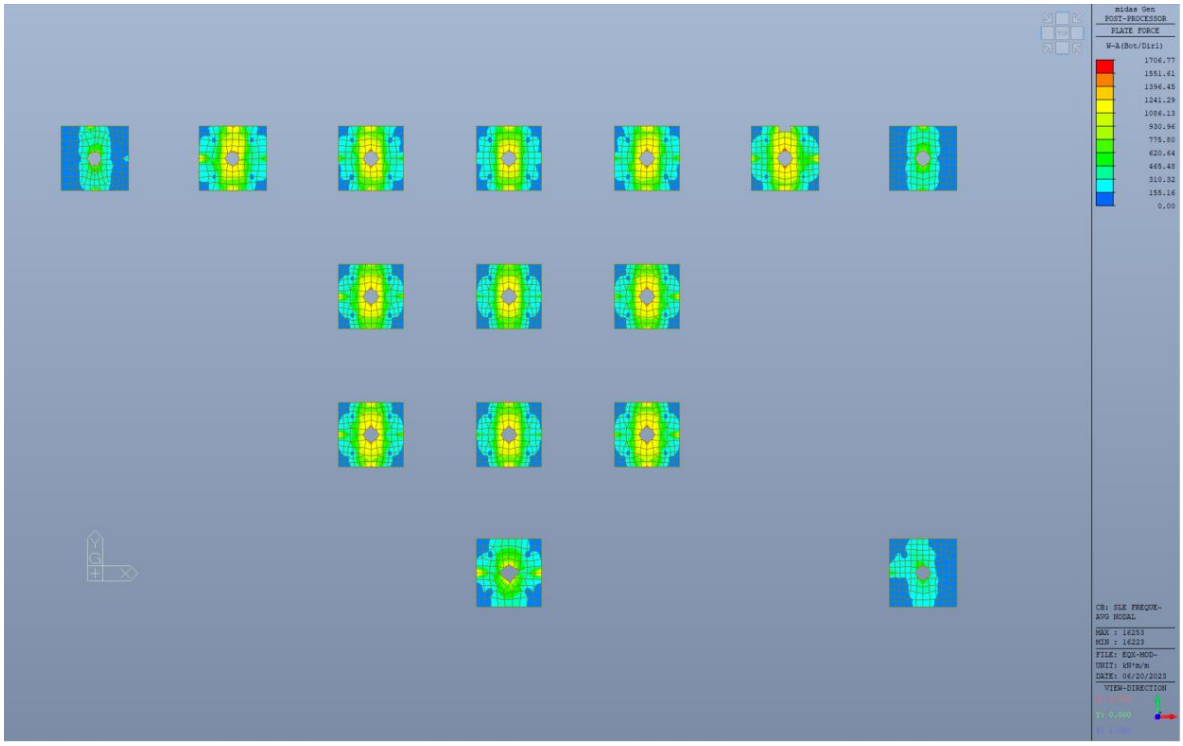


Figure 230 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 3

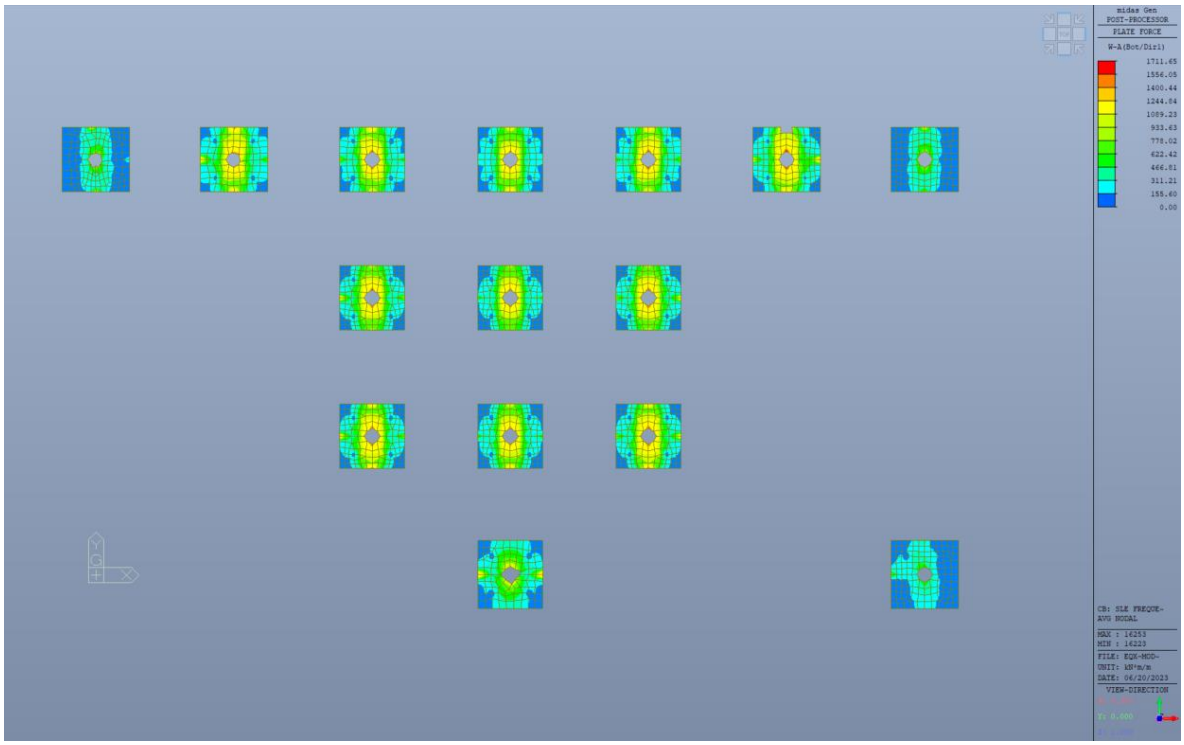


Figure 231 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 4

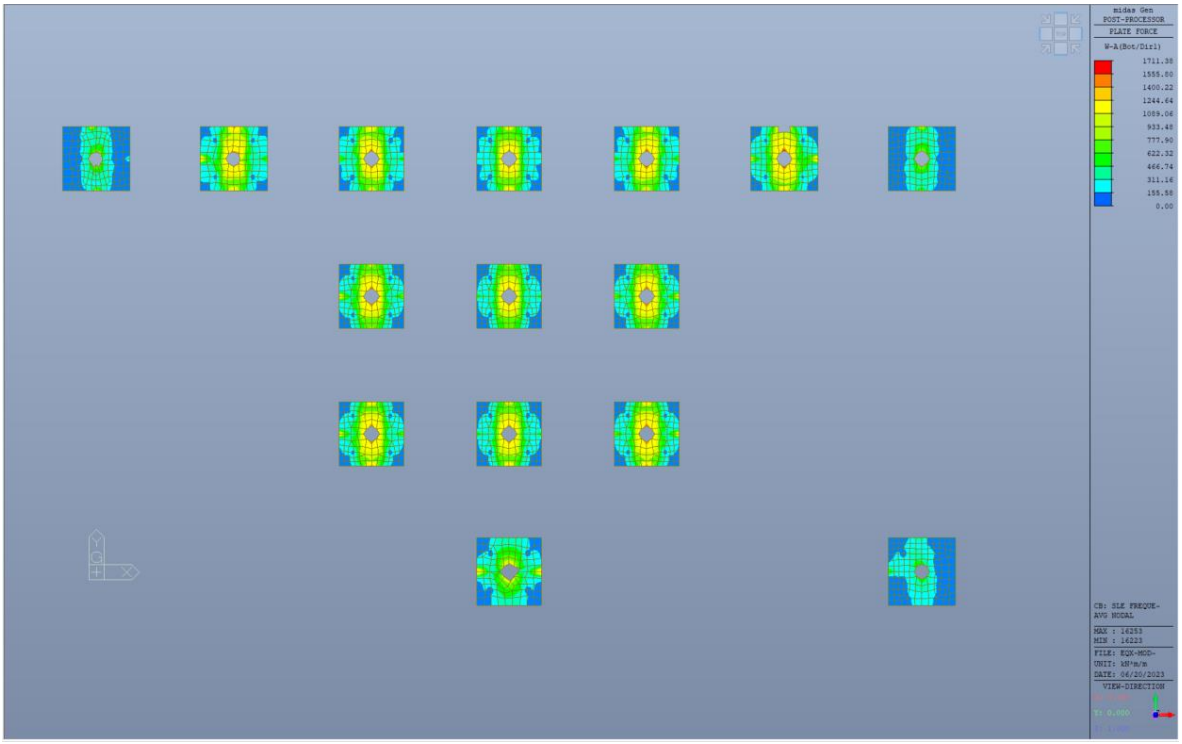


Figure 232 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Frequent Combination 1

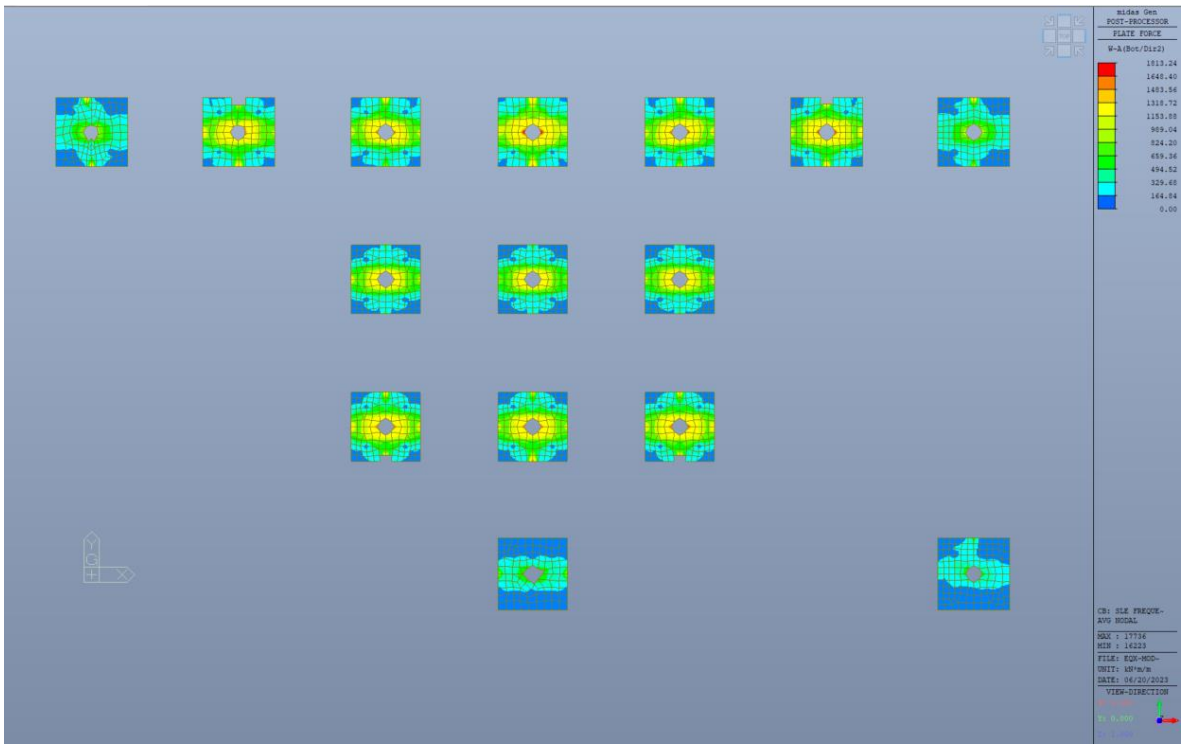


Figure 233 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 2

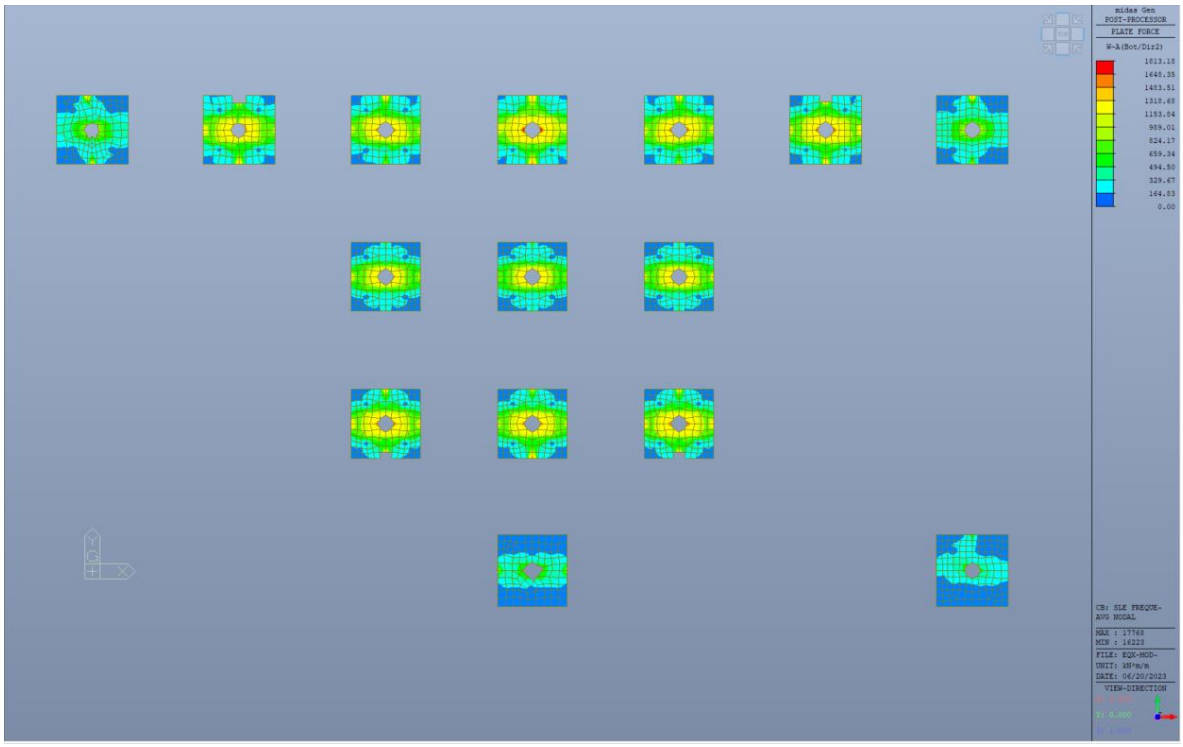


Figure 234 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 3

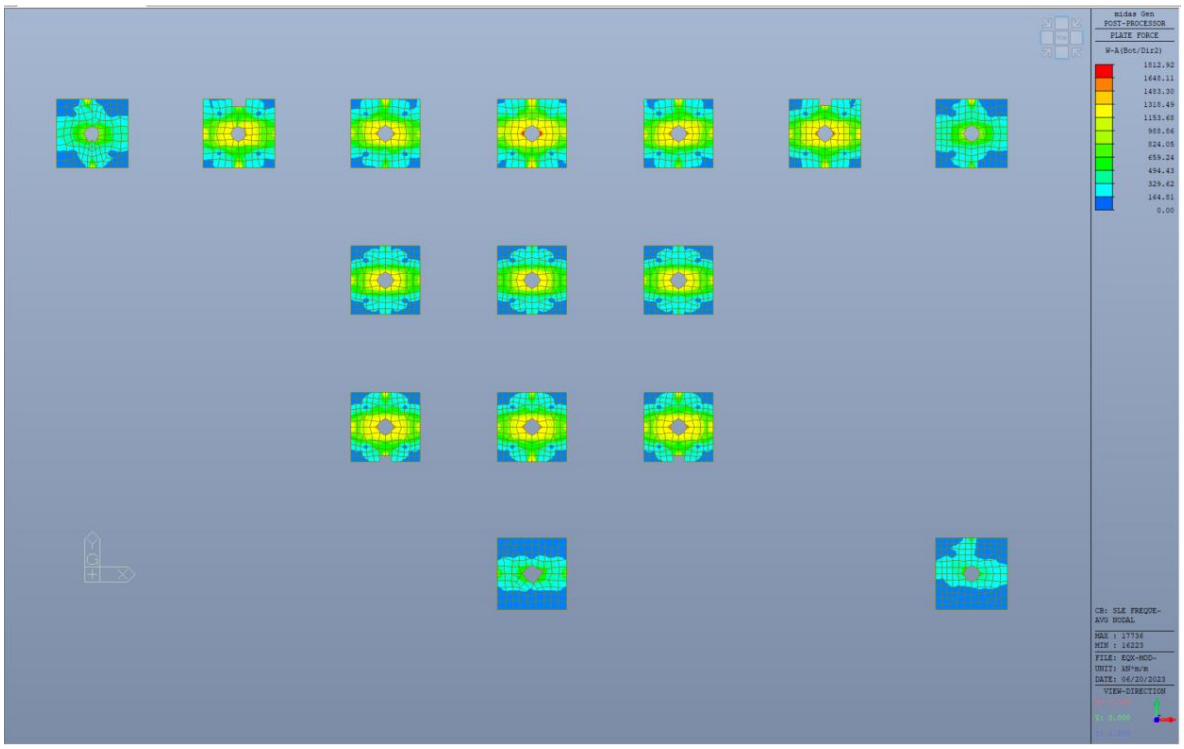


Figure 235 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Frequent Combination 4

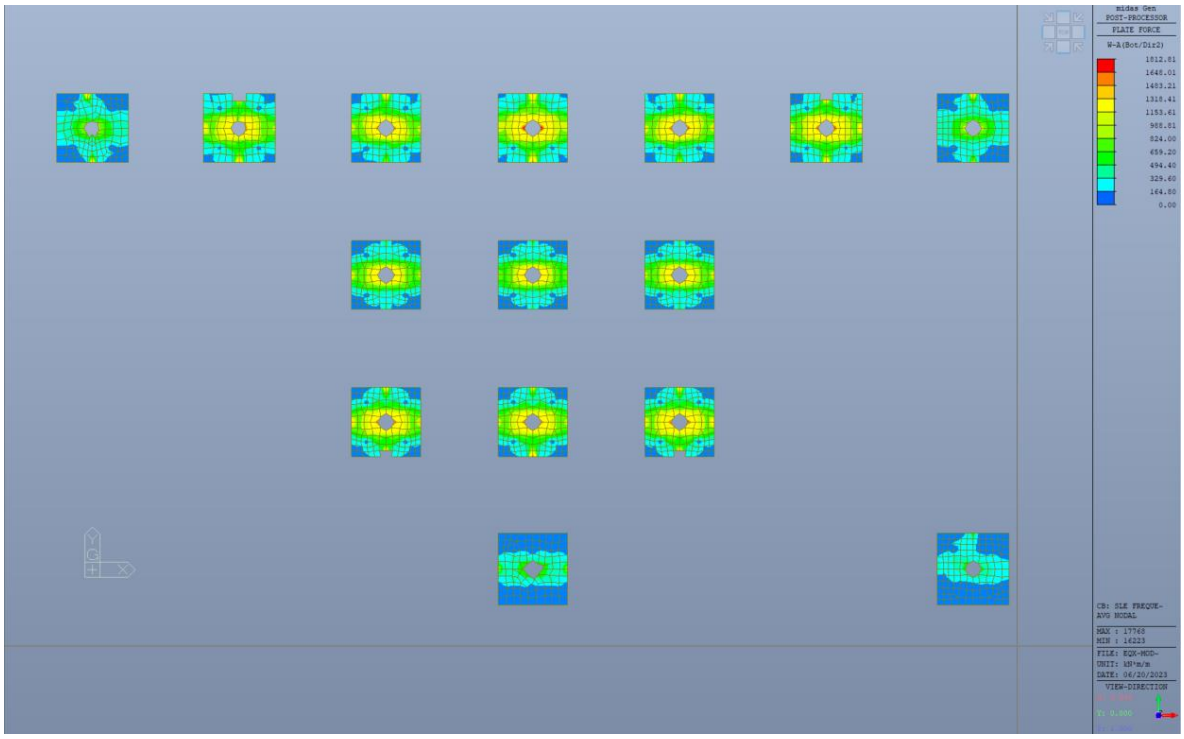


Figure 236 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment "Wood Armer Moment" for SLS Frequent combination is equal to **1813.18 kNm/m.**

SLS Q.P. Combination

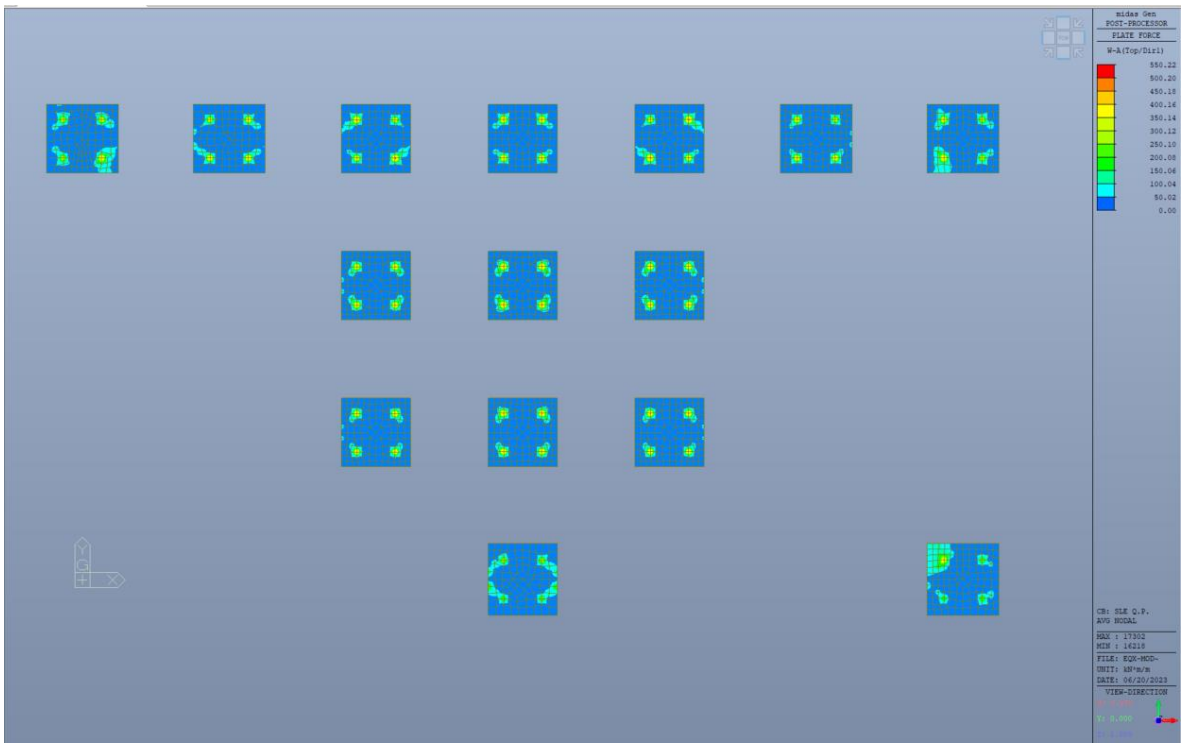


Figure 237 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Q.P. Combination

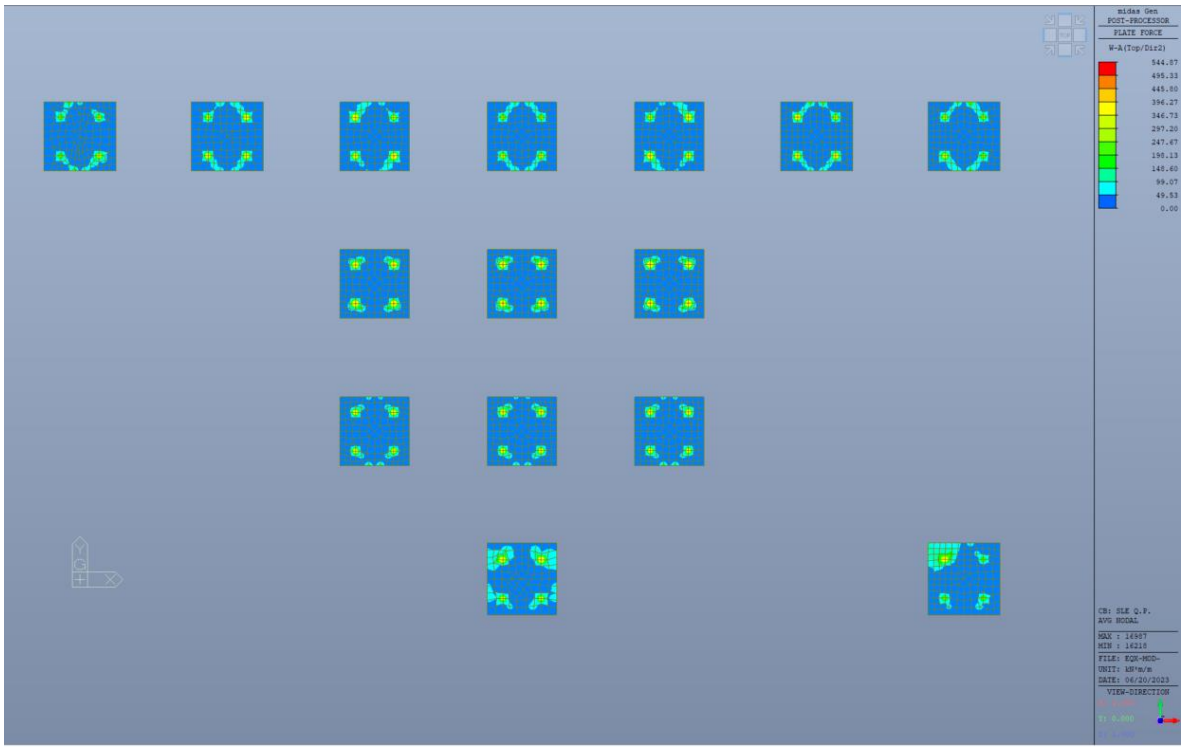


Figure 238 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Q.P. Combination

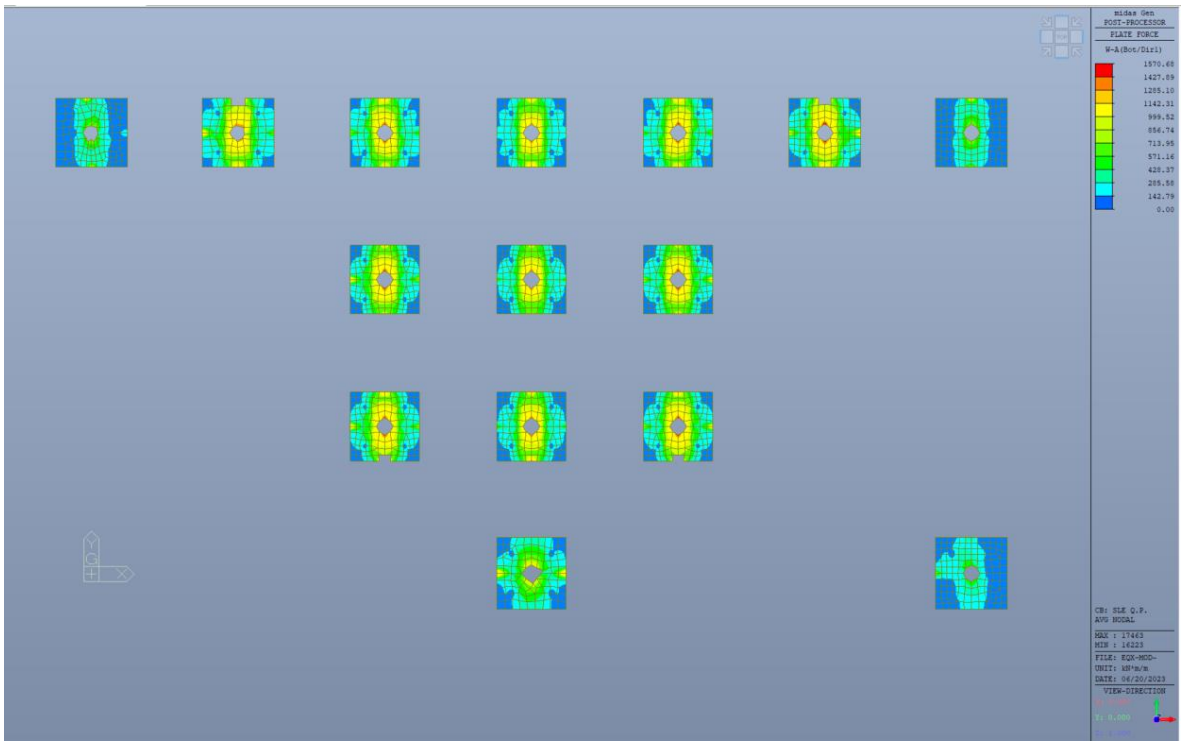


Figure 239 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Q.P. Combination

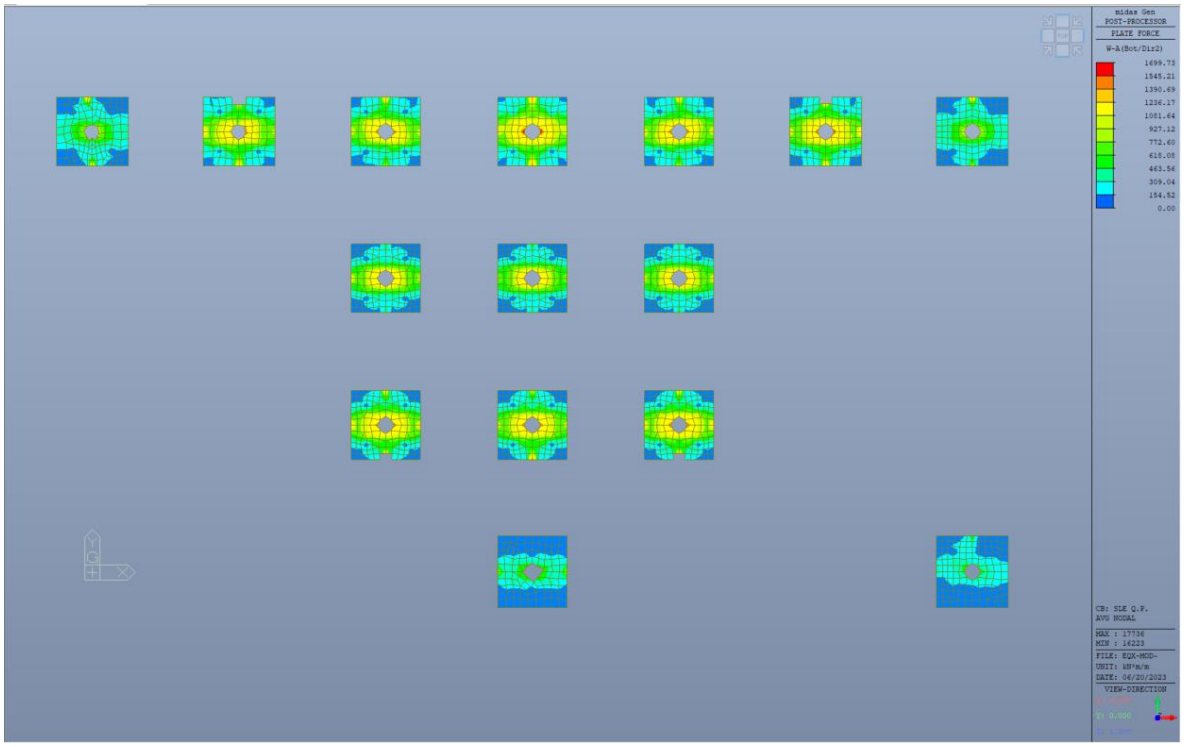


Figure 240 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment "Wood Armer Moment" for SLS Q.P. combination is equal to **1699.73 kNm/m**

Crack check

- SLS Frequent combination: **1813.18 kNm/m**
- SLS Q.P. Combination: **1699.73 kNm/m**

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

	Comb. Frequente			Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	1813 kNm	MEd = 1700 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm	Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	=	30 mm	
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm	Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	=	30 mm	
altezza sezione	h	=	1800 mm	**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	1000 mm	**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	74 mm	XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}'	=	104 mm	
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	55 mm	ϕ staffe 16 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}'	=	85 mm	

	Comb. Frequente			Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	=	0.3 mm	wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	=	0.6	kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	=	0.8	k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	=	0.5	k2 = 0.5
	k3	=	3.4	k3 = 3.4
	k4	=	0.425	k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	14	ϕ	26	(	7433 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	20	(	0 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ	20	(	1571 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(	0 mm²)

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	26 mm			ϕeq	=	26 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0334	=	3.34%	ρs,eff	=	0.0334	= 3.34%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0009	=	0.09%	ρ's	=	0.0009	= 0.09%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00			αe	=	20.99	
coefficiente di creep finale						φ(∞,t0)	=	2.5	

SEZIONE NON FESSURATA	Comb. Frequente			Comb. QP		
asse neutro	xi	=	916 mm	xi	=	951 mm
momento d'inerzia	Jci	=	5.166492E+11 mm4	Jci	=	6.05E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	3.2 MPa	σc1	=	2.7 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	16.7 MPa	σs1	=	44.8 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	1766 kNm	Mcr	=	2155 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA						
asse neutro	xif	=	344.440542 mm	xif	=	572 mm
momento d'inerzia	Jci	=	9.94E+10 mm4	Jci	=	2.79E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	6.3 MPa	σc1	=	3.5 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	151.2 MPa	σs2	=	147.8 MPa
deformazione media	εsm - εcm	=	0.00045	εsm - εcm	=	0.00044
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	=	489 mm	sr,max	=	489 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente
stato della sezione: Sezione fessurata
ampiezza delle fessure wk = 0.2219 mm < wlim = 0.3 mm OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

It is necessary to provide an infectious reinforcement below at the column in both directions. Therefore, near to the column it is necessary to provide longitudinal bars in both directions, in the bottom part, as Φ26 space 70 mm.

SLS Rare Combination 1

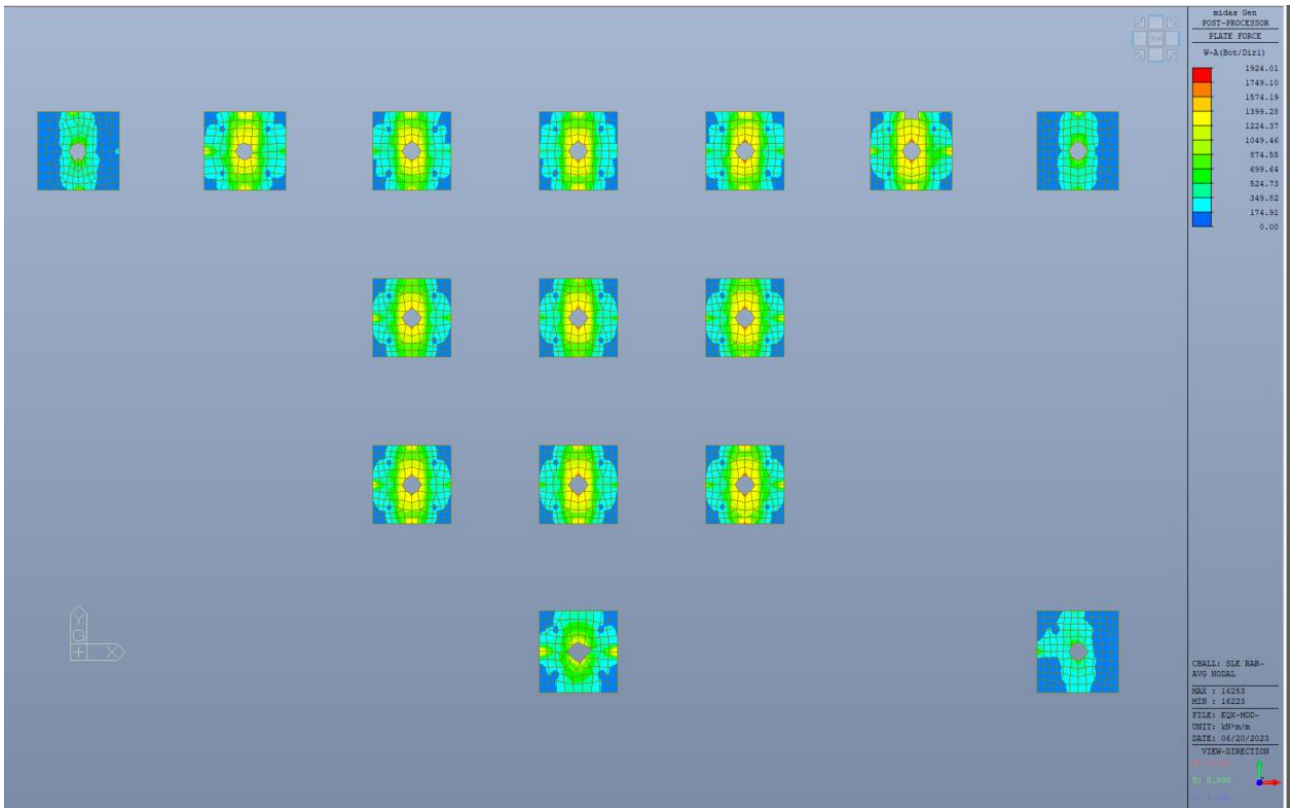


Figure 241 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Rare Combination 2

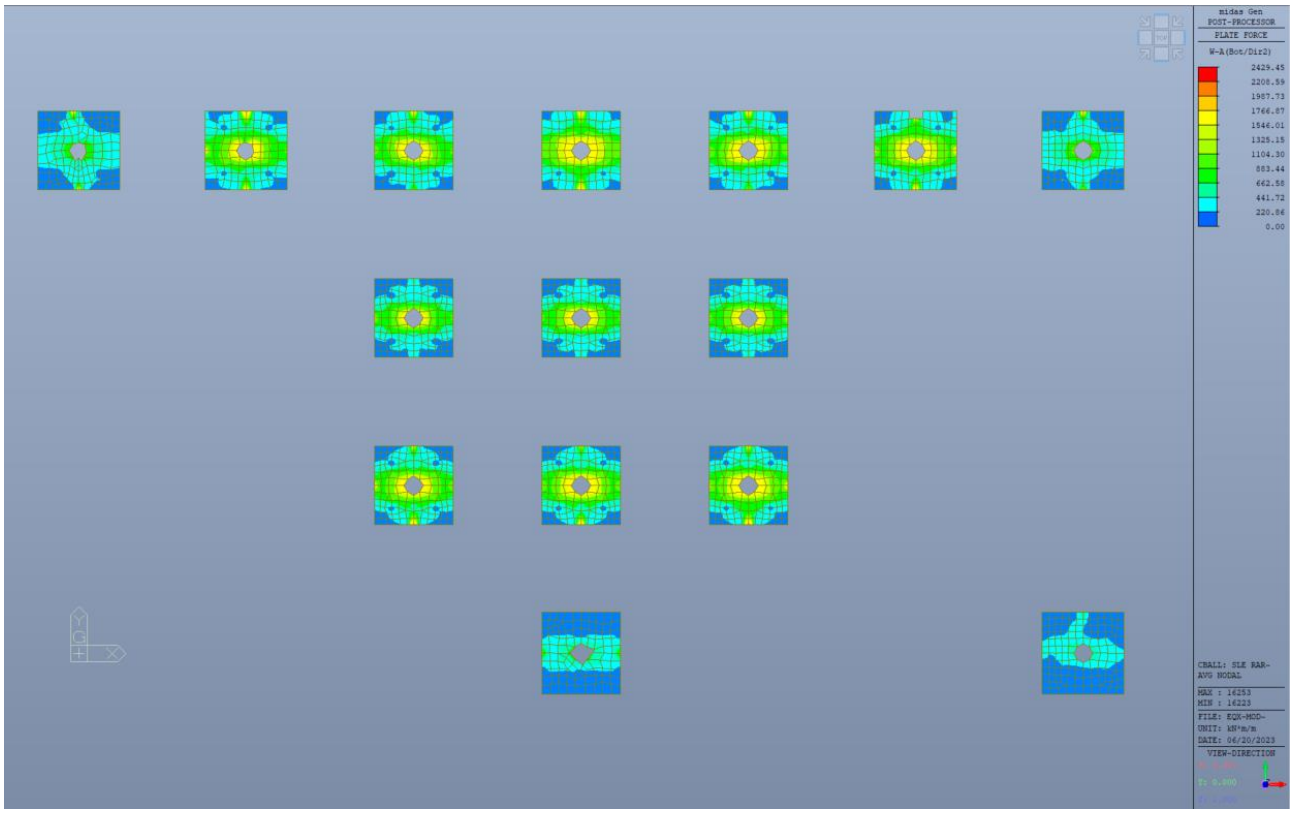


Figure 242 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Rare Combination 3

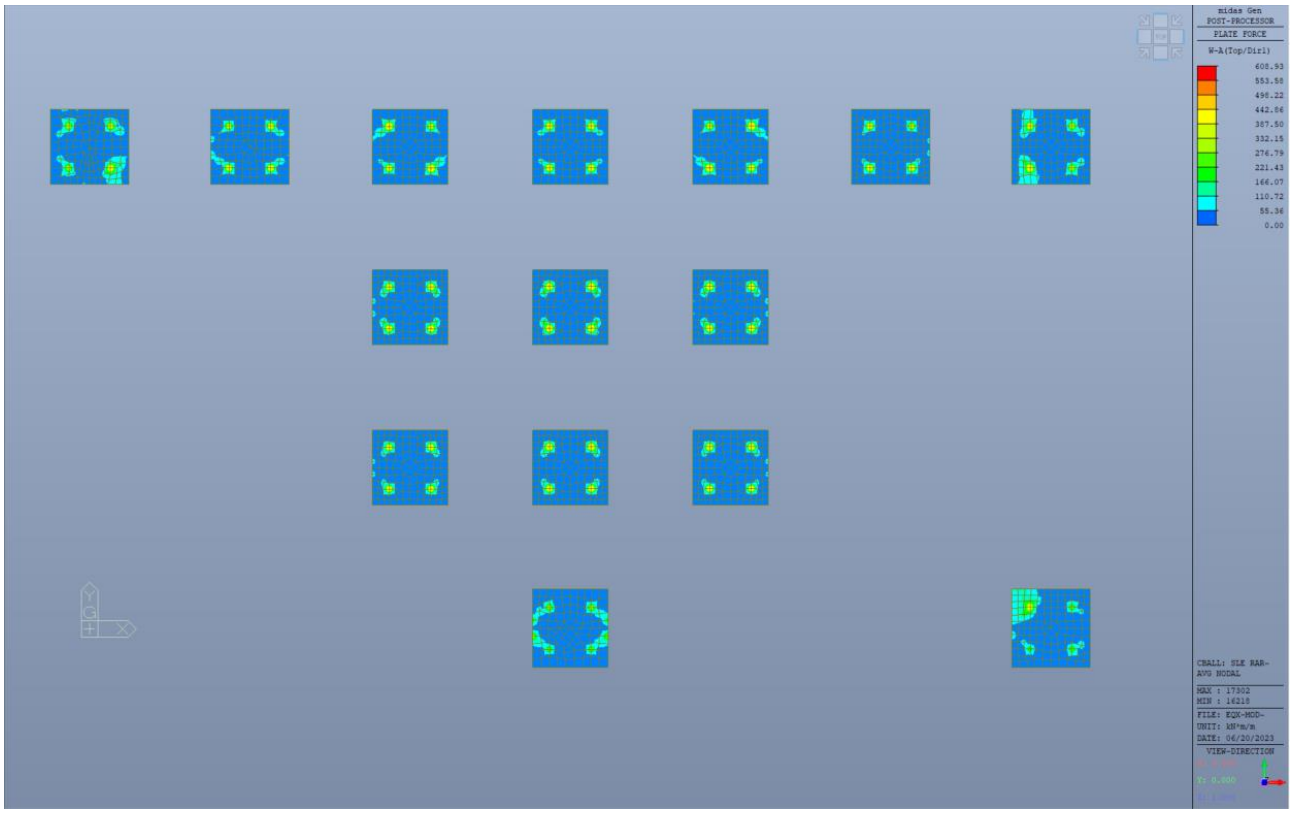


Figure 243 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Rare Combination 4

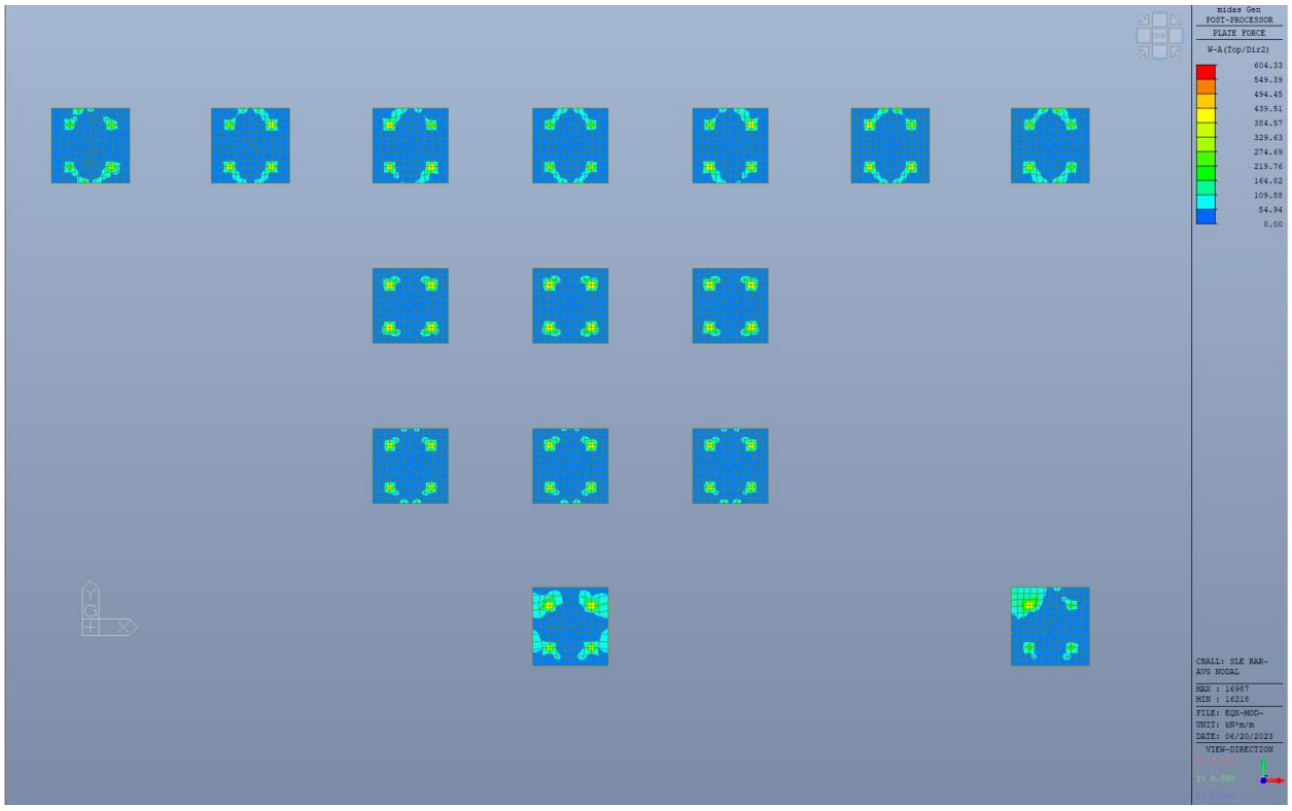


Figure 244 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment "Wood Armer Moment" for SLS Rare combination is equal to **2429.45 kNm/m**

Stess check

- SLS Rare combination: **2429.45 kNm/m**
- SLS Q.P. Combination: **1699.73 kNm/m**

F.01 TENSIONALE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Caratteristica		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	= 2429 kNm		MEd = 1700 kNm
resistenza acciaio	fyd	= 391 MPa		
resistenza calcestruzzo	fcd	= 18.1 MPa		**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	= 45 mm		Fe 450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	= 45 mm		Rck 40 MPa
altezza sezione	h	= 1800 mm		ϕ staffe 16 mm
larghezza sezione	b	= 1000 mm		
profondità del baricentro delle armature tese	d'''	= 74 mm		
profondità del baricentro delle armature compresse	d''''	= 71 mm		
durata del carico: breve durata				
tensione limite cls compresso	σc	= 19.2 MPa		σc = 14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	= 360 MPa		

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	14	ϕ 26	(7433 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ 20		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26		

diametro equivalente armature tese	ϕec	= 26 mm		
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	= 0.0402	= 4.02%	
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	= 0.0009	= 0.09%	
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	= 6.00		

SEZIONE NON FESSURATA		Comb. Caratterisitca	Comb. QP
asse neutro	xi	= 915.6 mm	xi = 916 mm
momento d'inerzia	Jci	= 5.224375E+11 mm4	Jci = 5.22E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 4.3 MPa	σc1 = 3.0 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	= 22.6 MPa	σs1 = 15.8 MPa
momento di fessurazione	Mcr	= 1786 kNm	Mcr = 1786 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA			
asse neutro	xif	= 345 mm	xif = 345 mm
momento d'inerzia	Jci	= 9.93E+10 mm4	Jci = 9.93E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 8.43 MPa	σc1 = 5.9 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	= 202.7 MPa	σs2 = 141.8 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO – Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 8.4 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	= 202.7 MPa	<	σs	= 360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO – Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 3.0 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK

It is necessary to provide an infectious reinforcement below at the column in both directions. Therefore, near to the column it is necessary to provide longitudinal bars in both directions, in the bottom part, as Φ26 space 70 mm.

USL Check

USL Combination "Qk-vento(+x)"

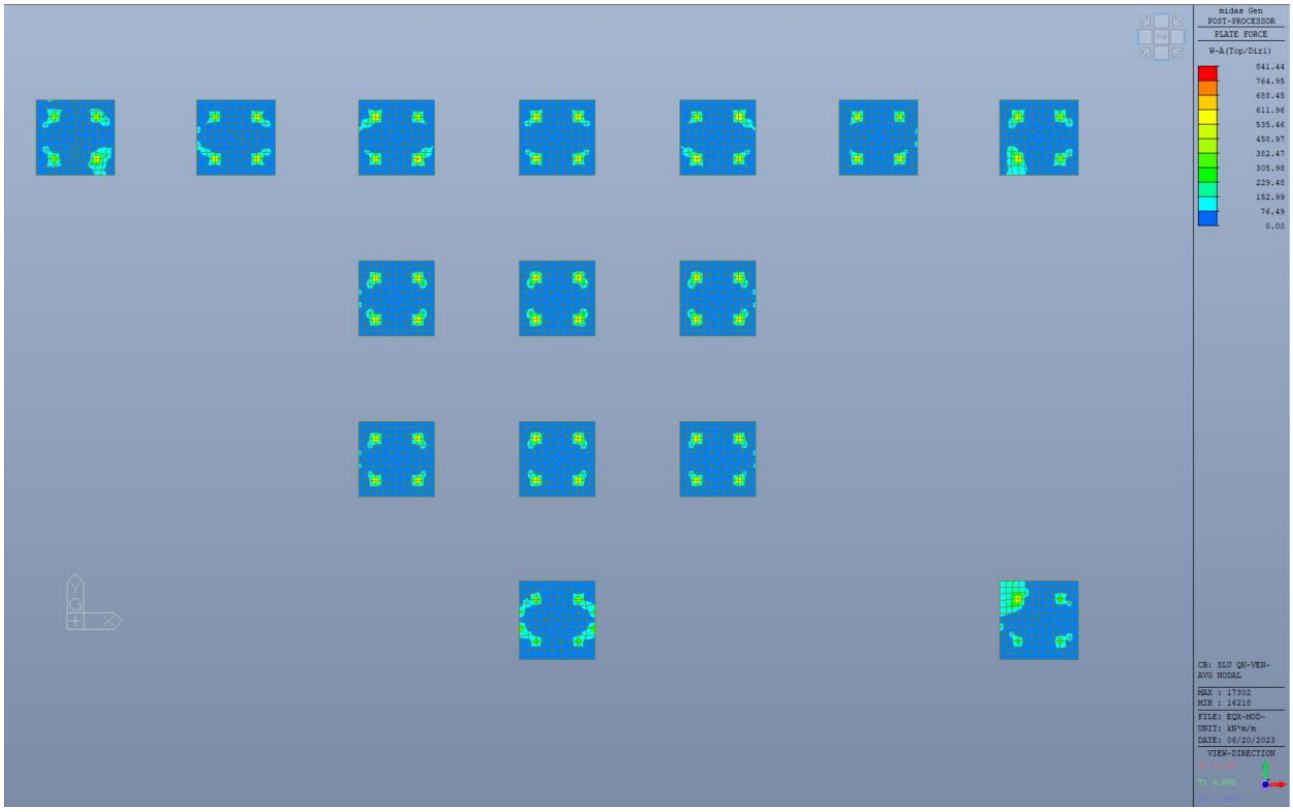


Figure 245 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(-x)"

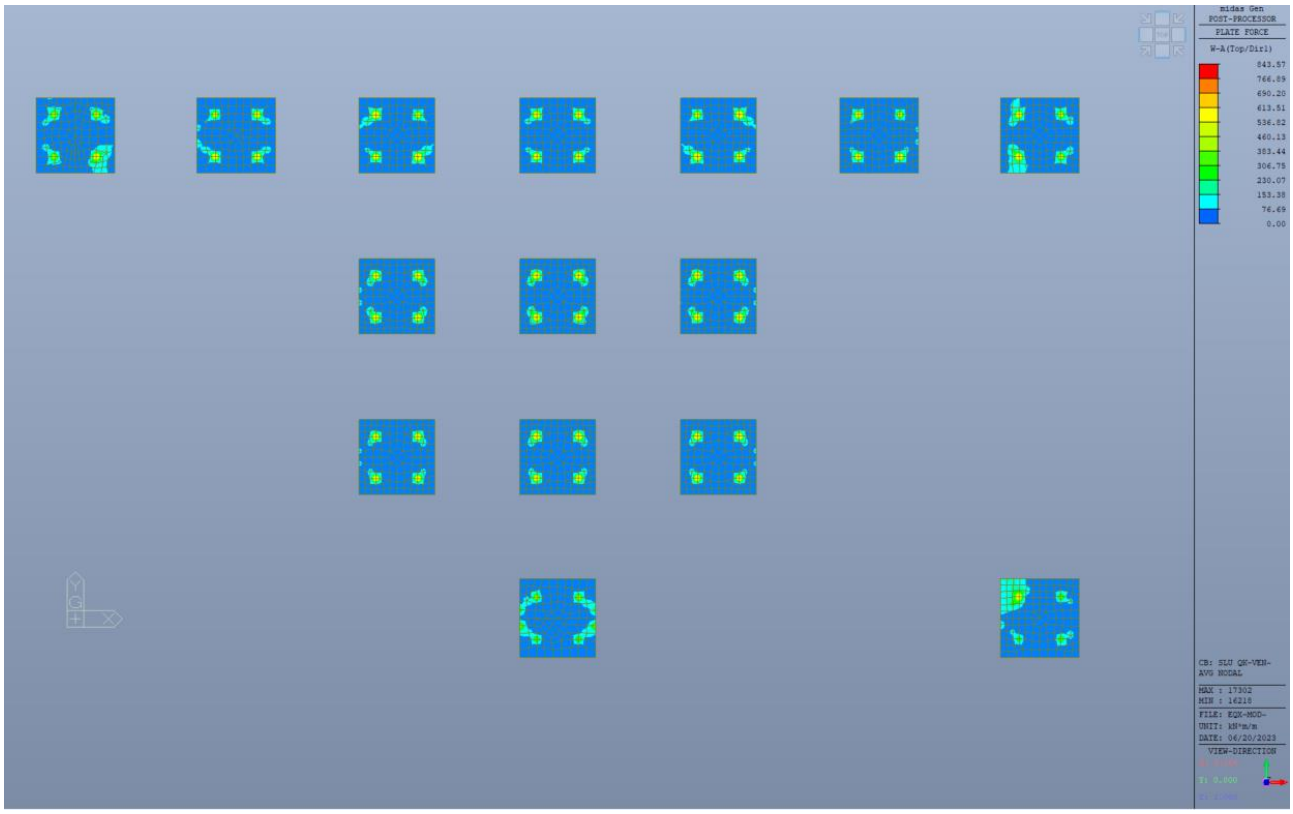


Figure 246 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(+y)"

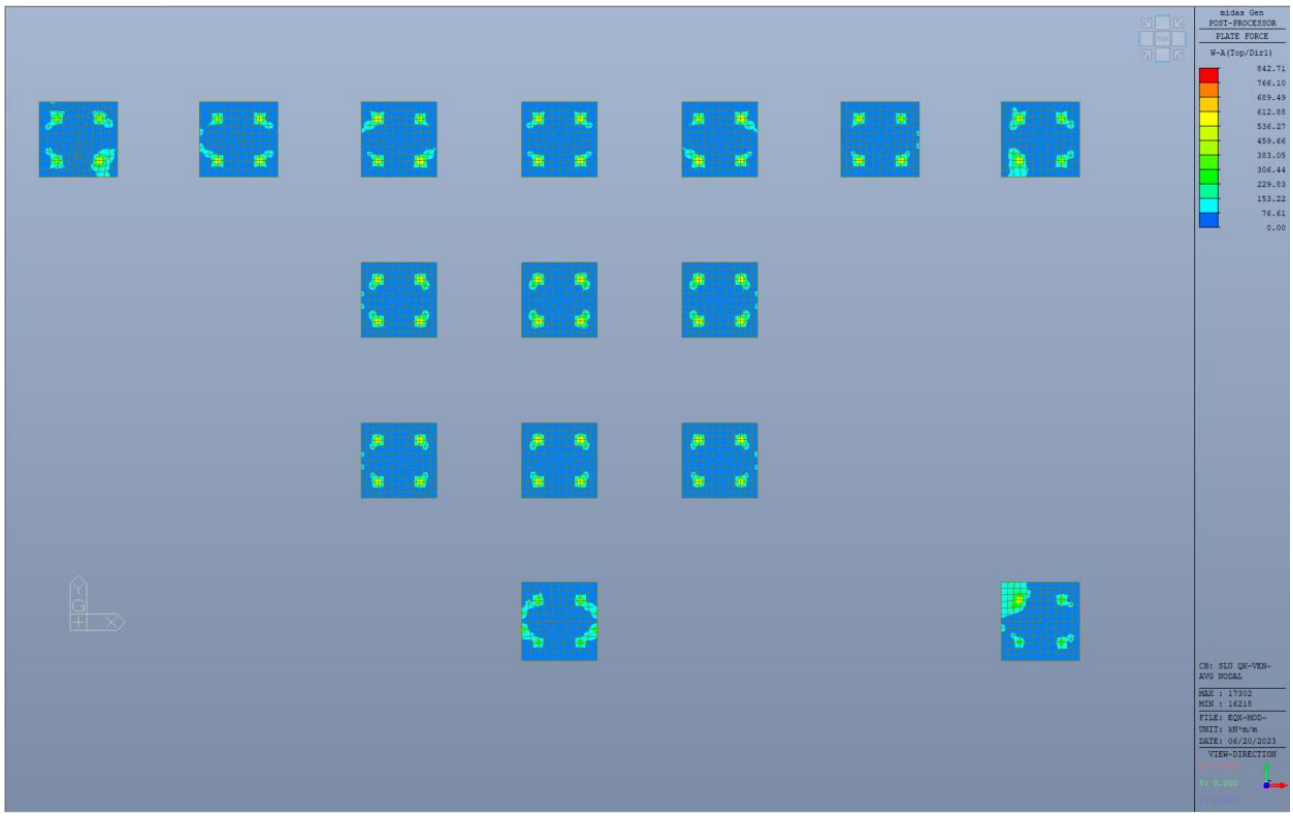


Figure 247 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(-y)"

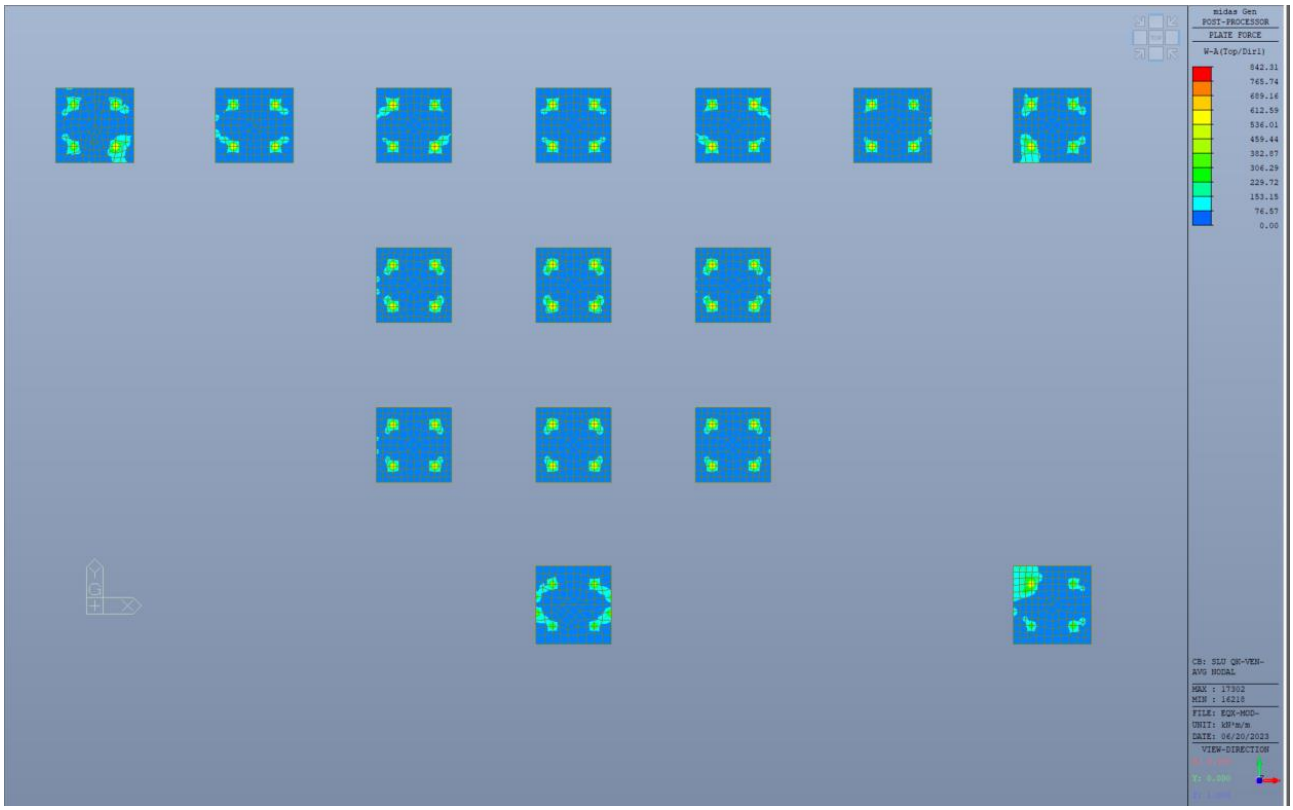


Figure 248 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(+x)"

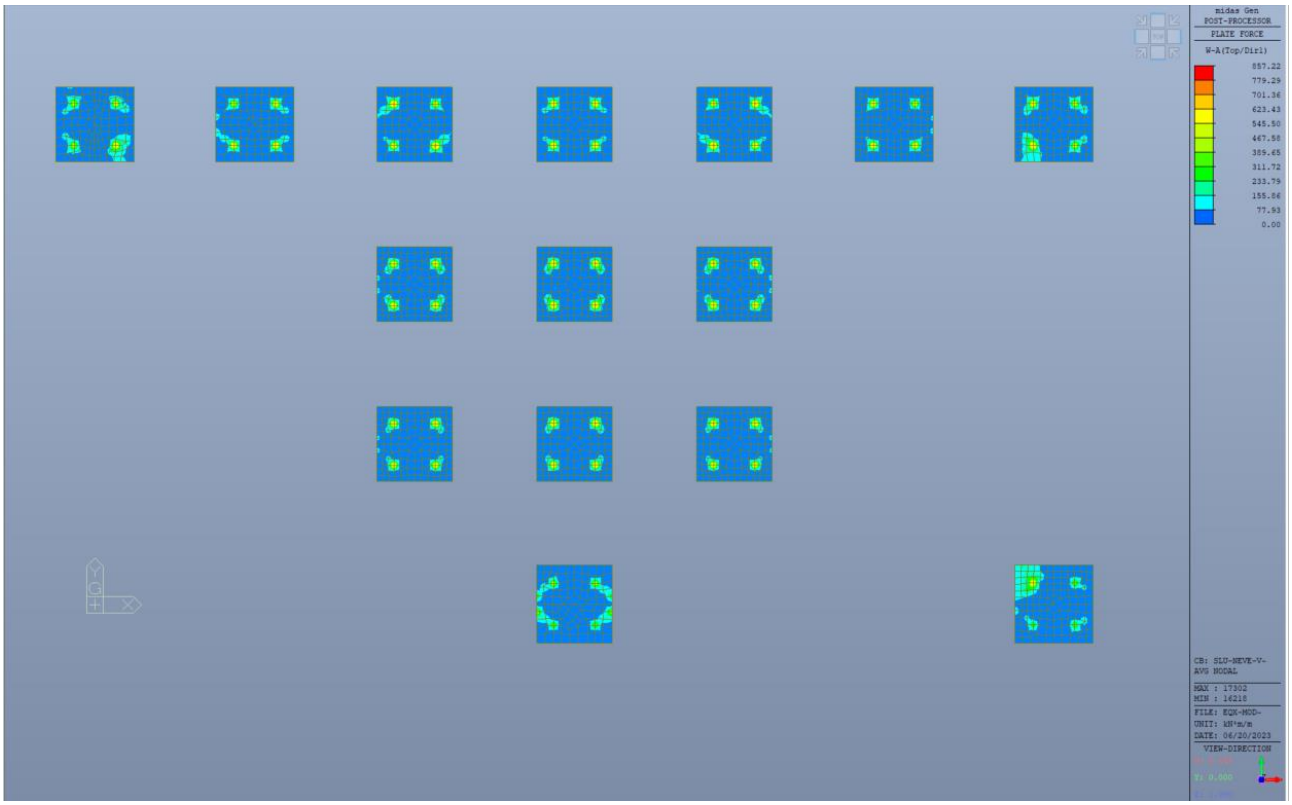


Figure 249 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(-x)"

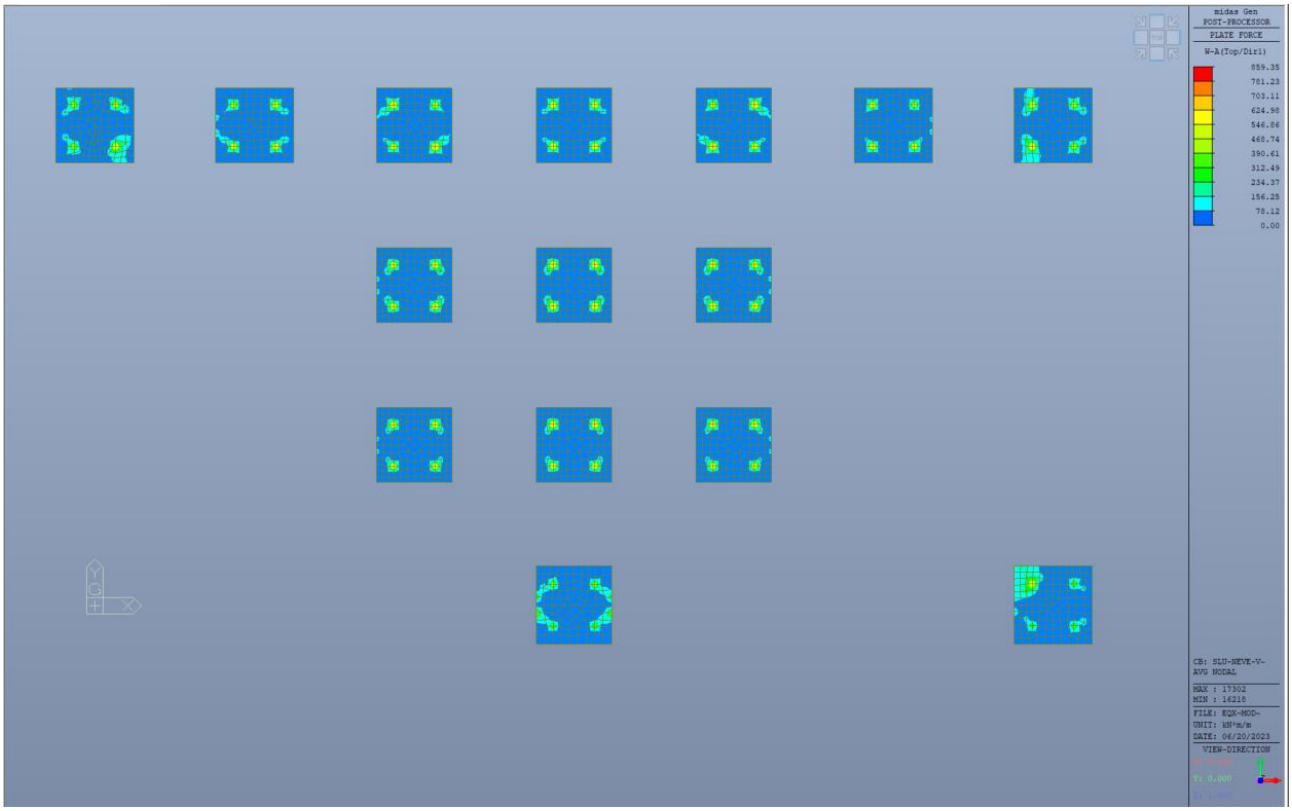


Figure 250 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(+y)"

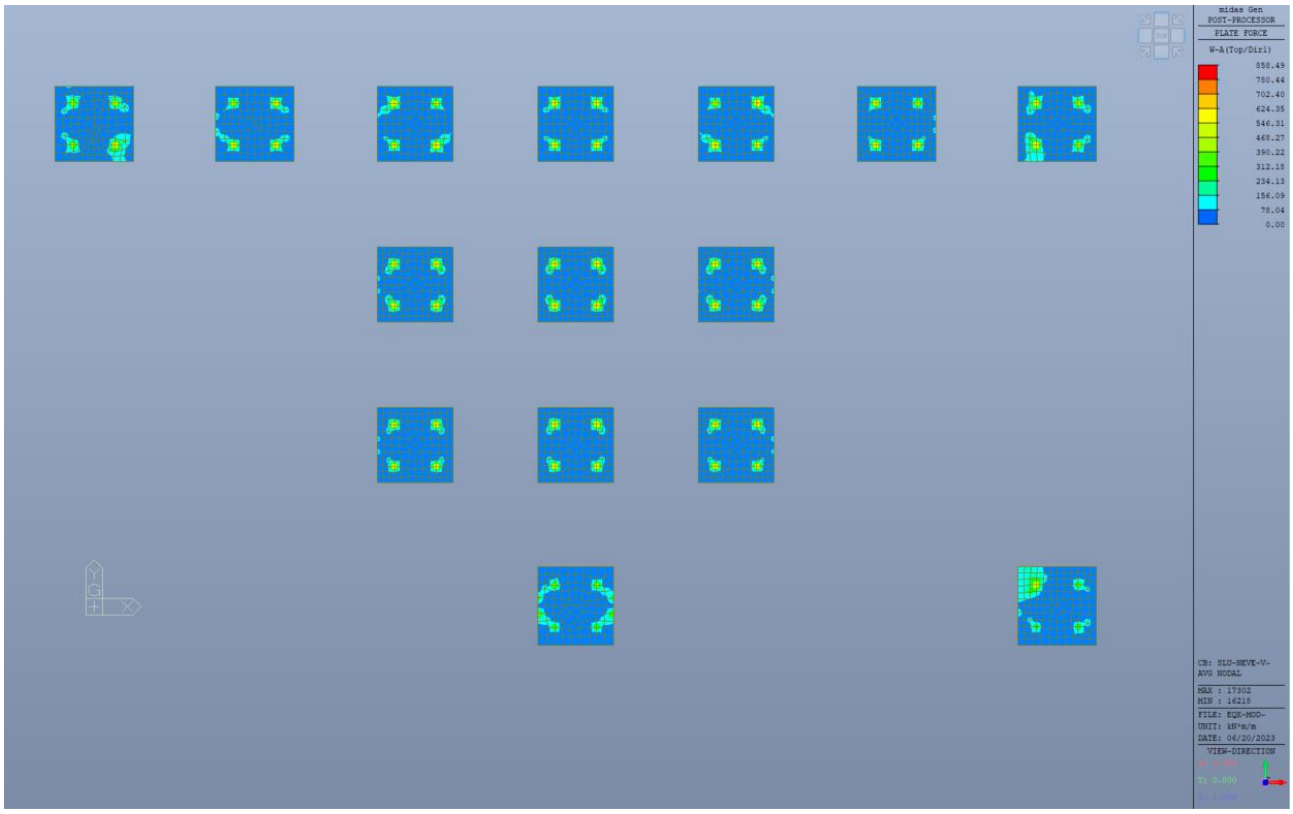


Figure 251 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(-y)"

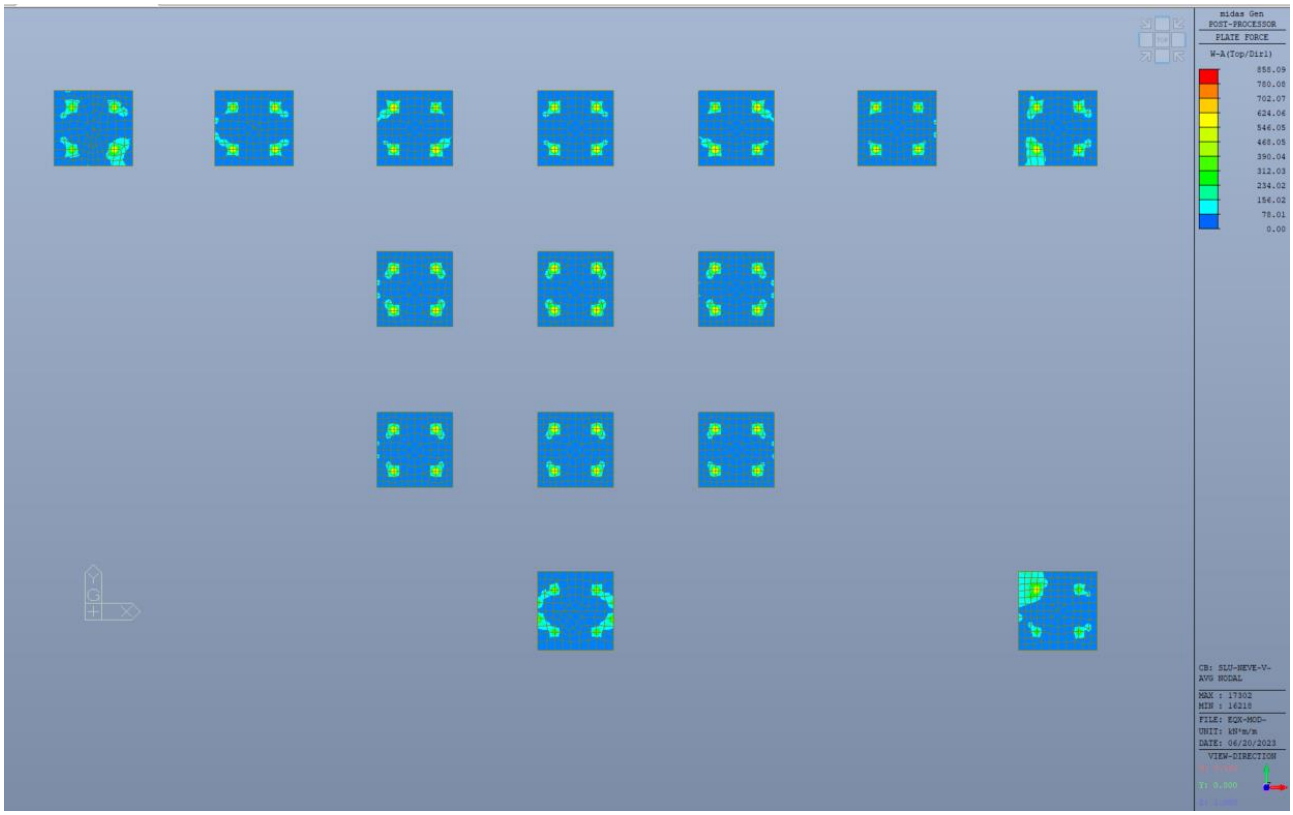


Figure 252 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(+x)"

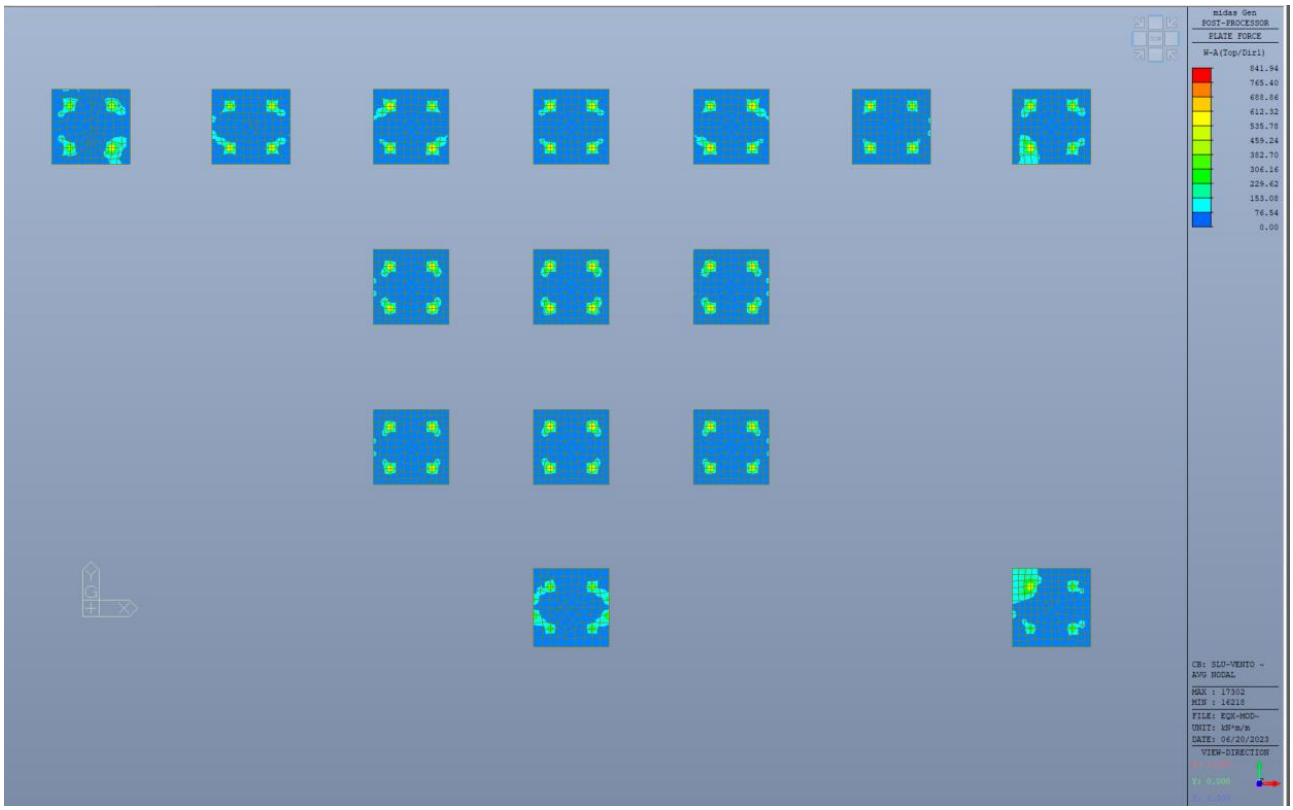


Figure 253 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(-x)"

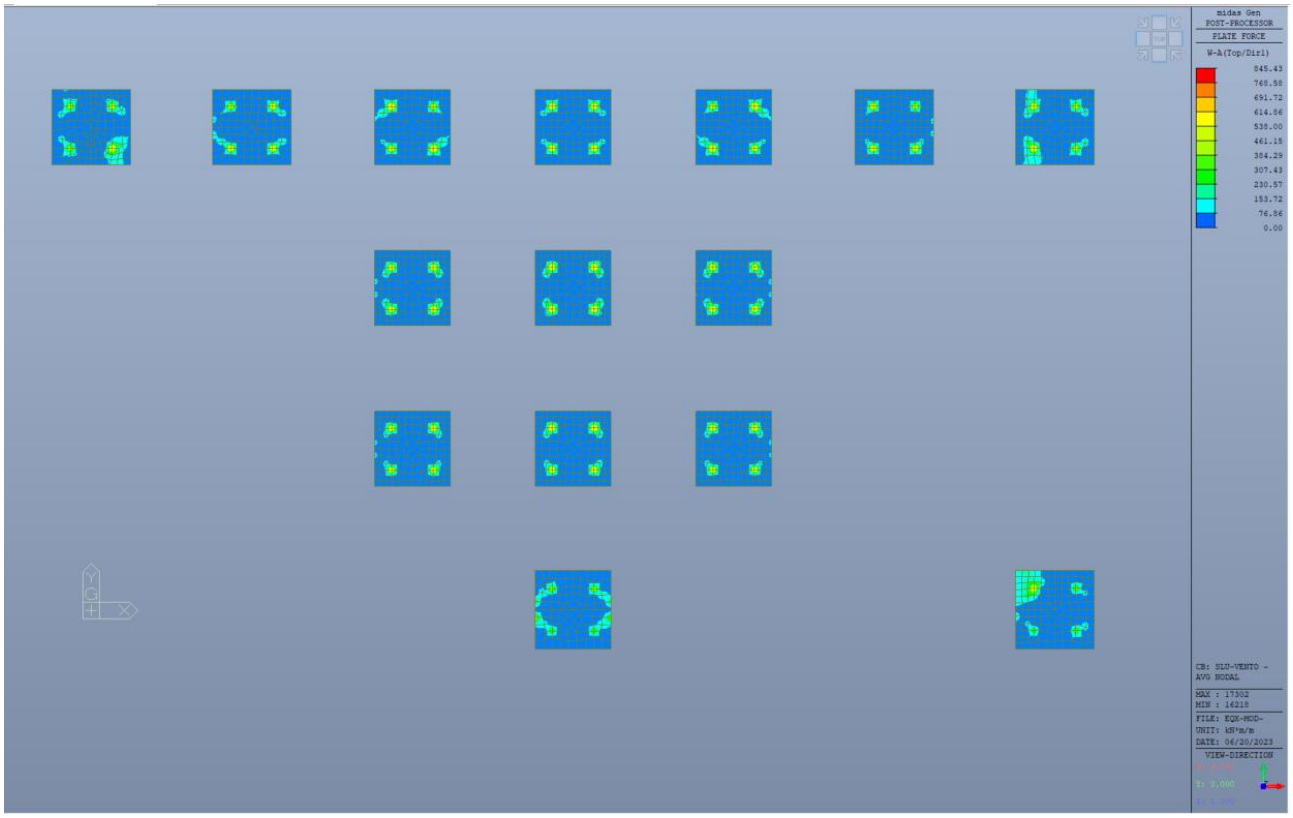


Figure 254 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(+y)"

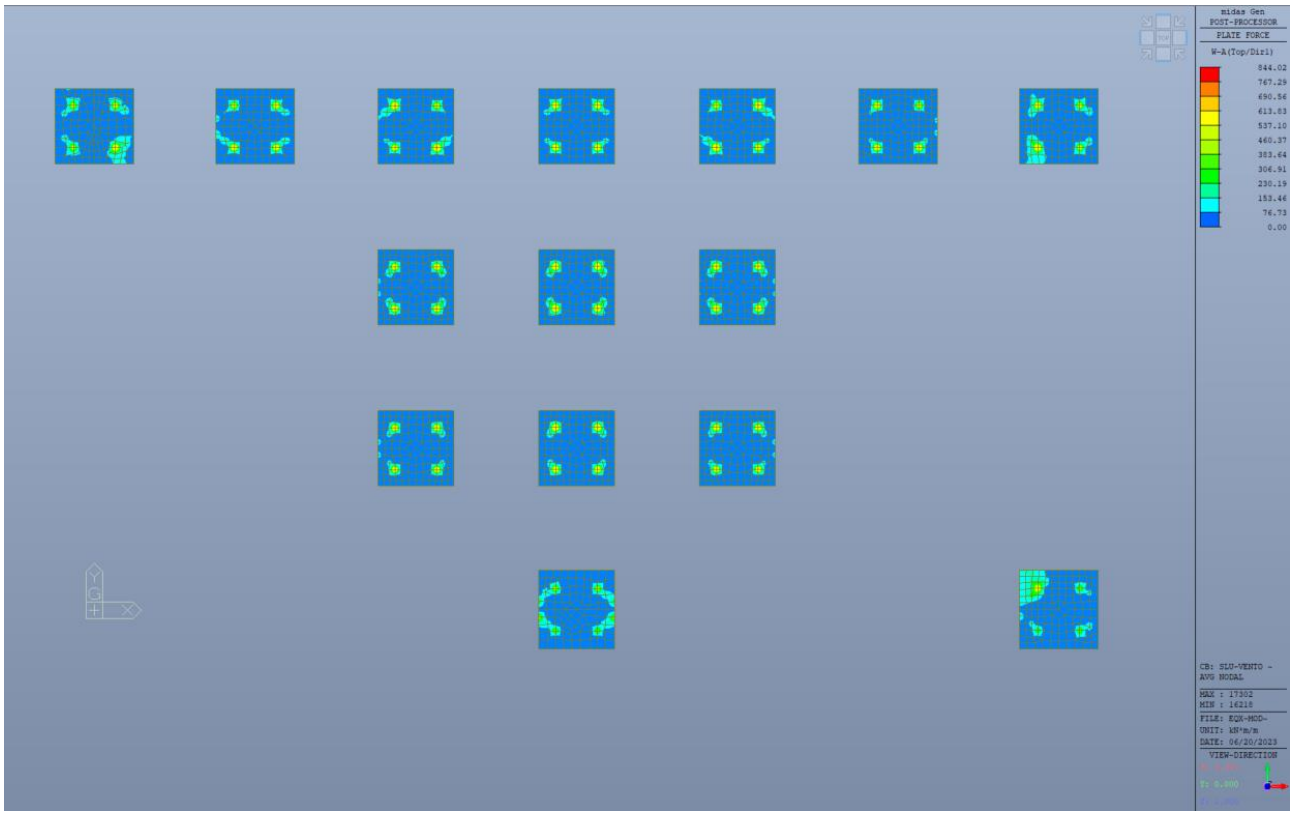


Figure 255 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(-y)"

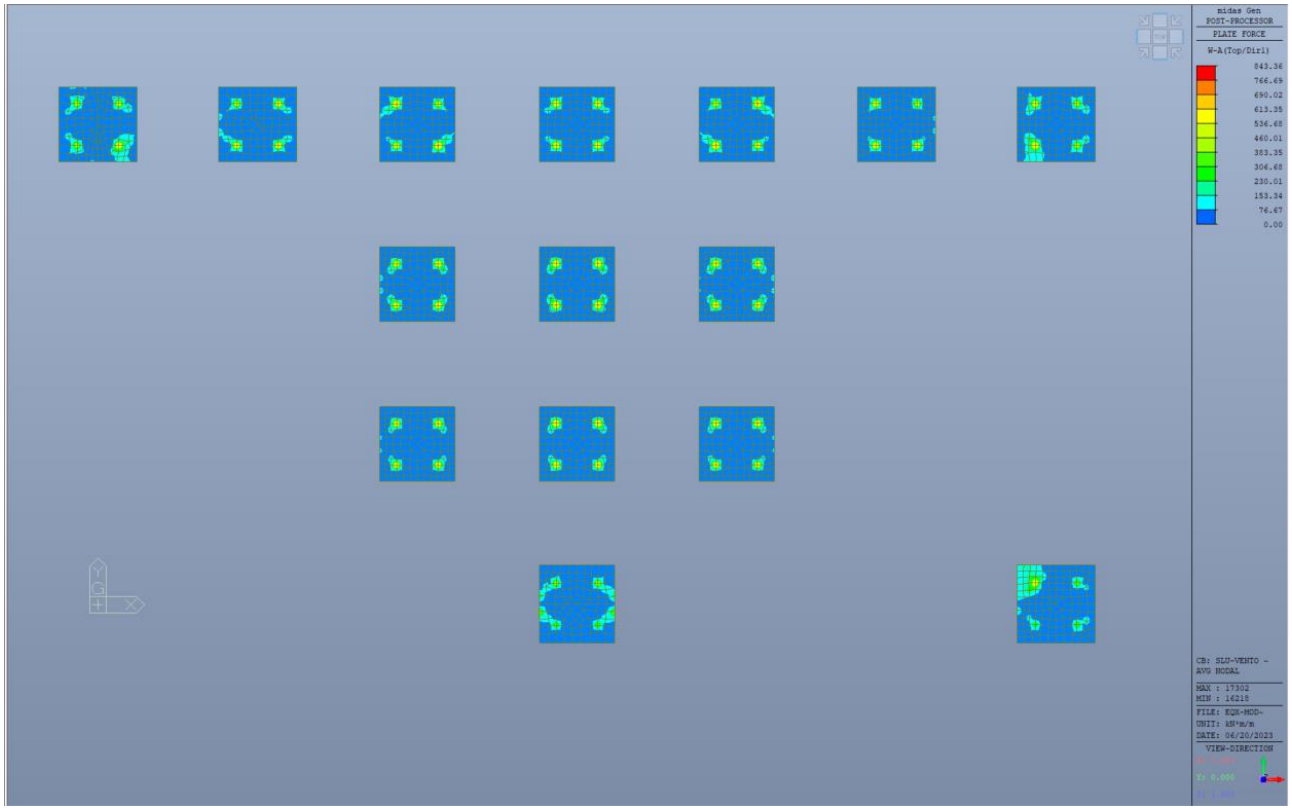


Figure 256 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(+x)"

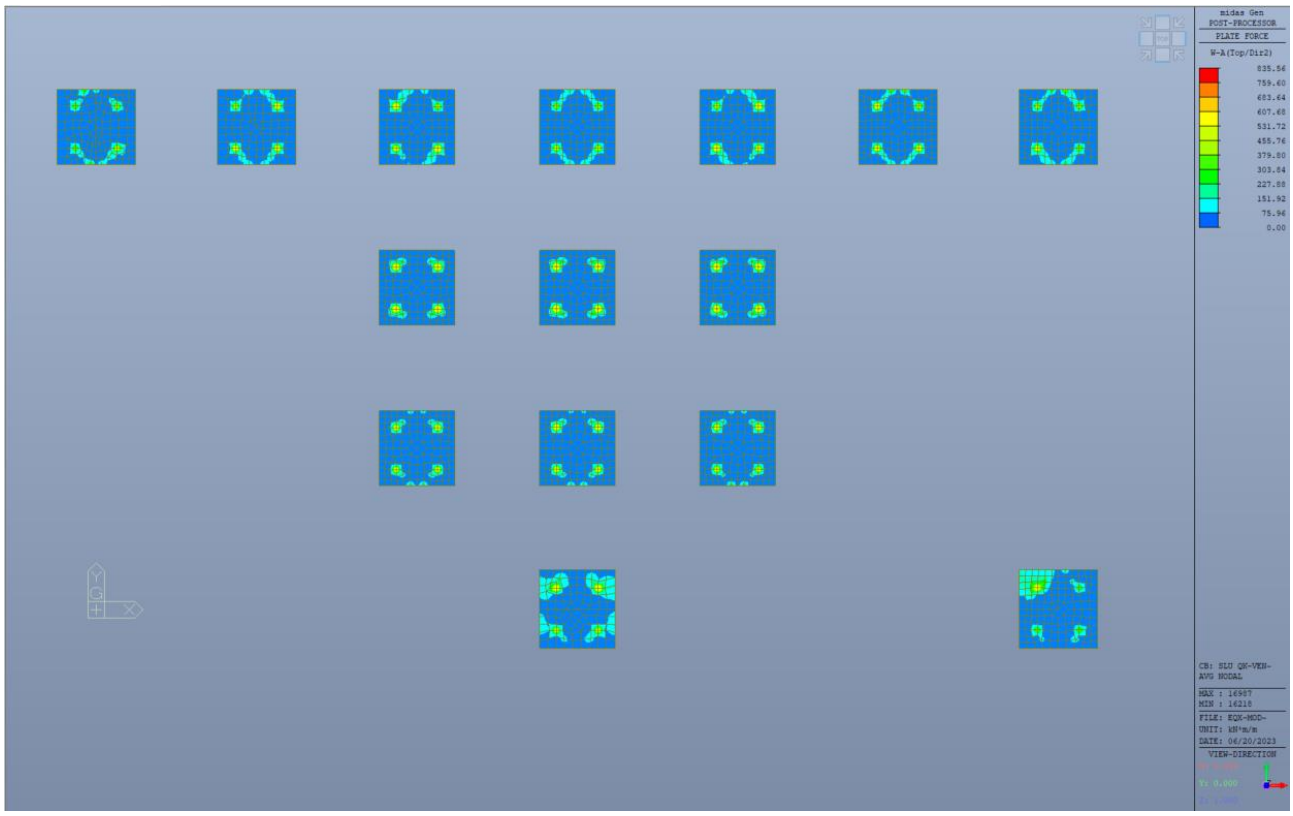


Figure 257 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(-x)"

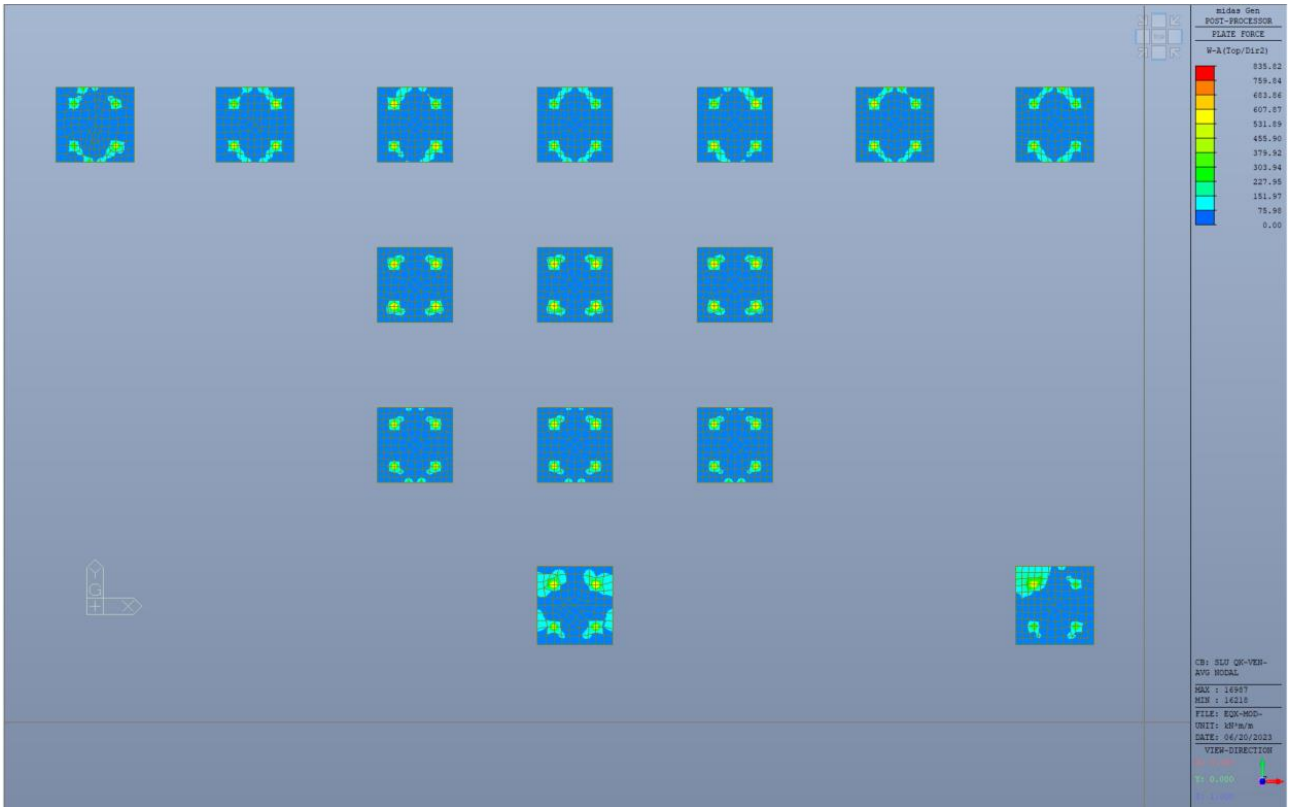


Figure 258 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(+y)"

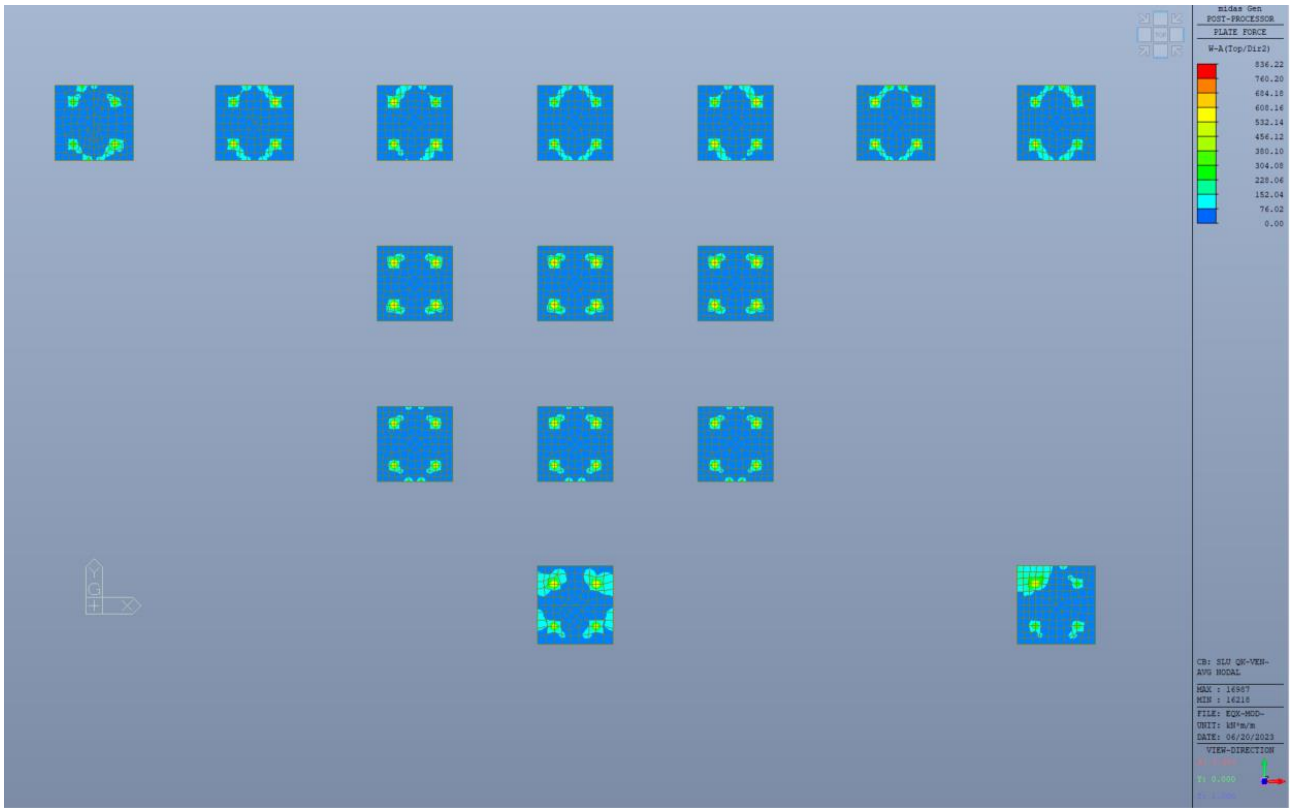


Figure 259 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(-y)"

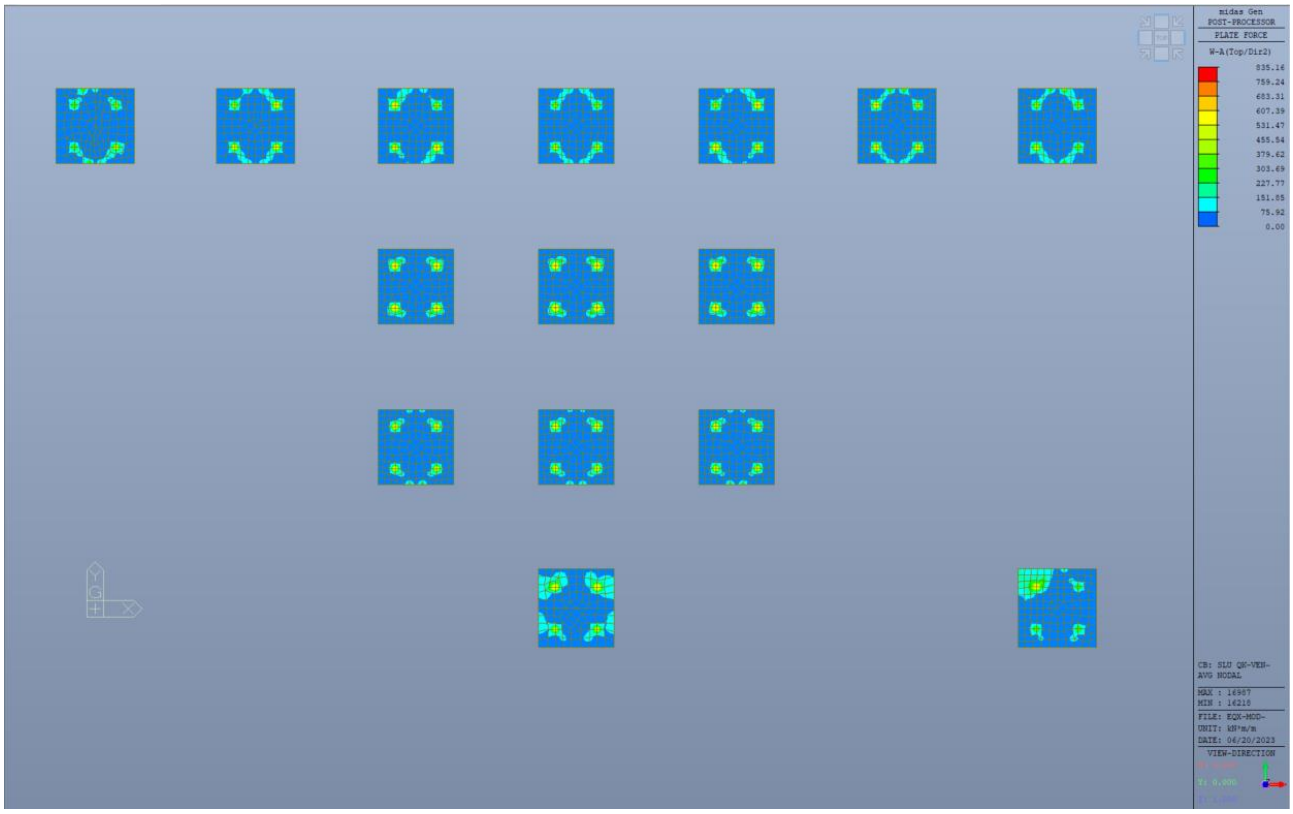


Figure 260 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(+x)"

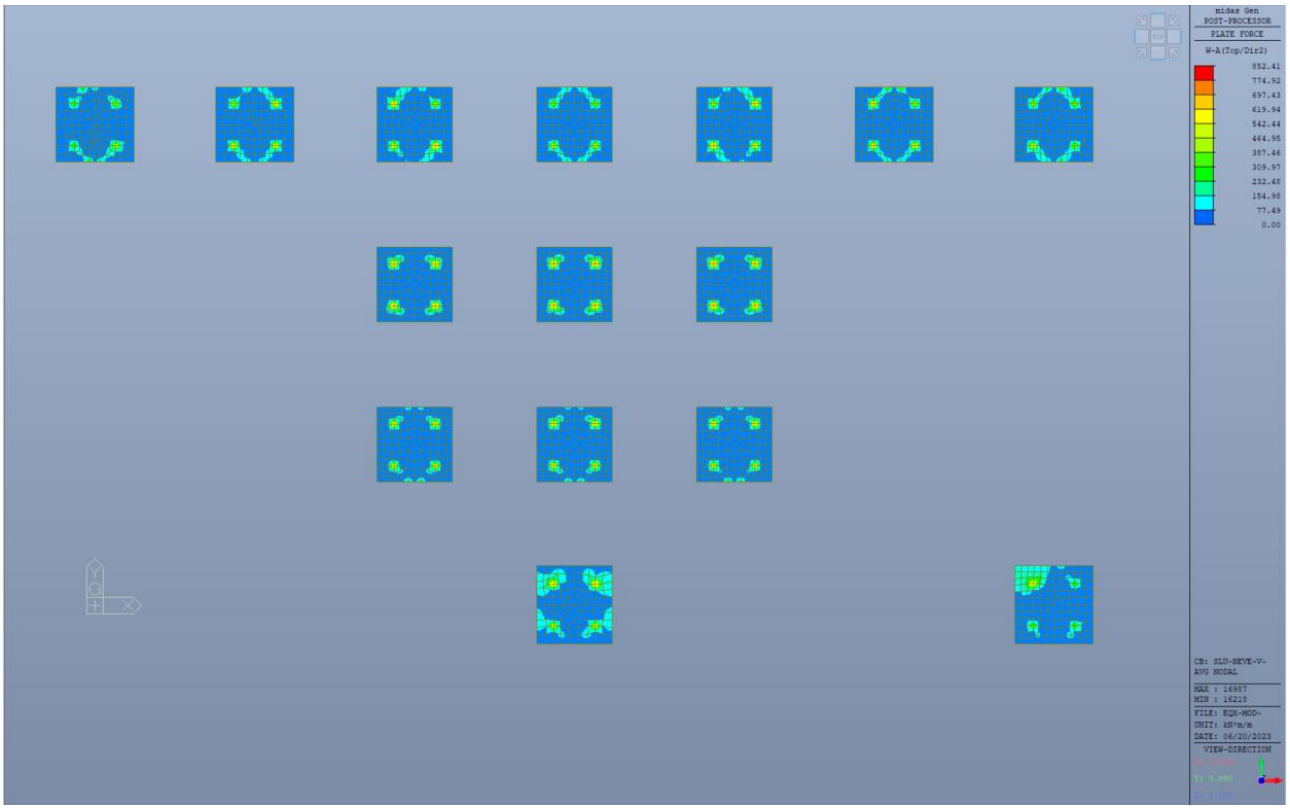


Figure 261 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(-x)"

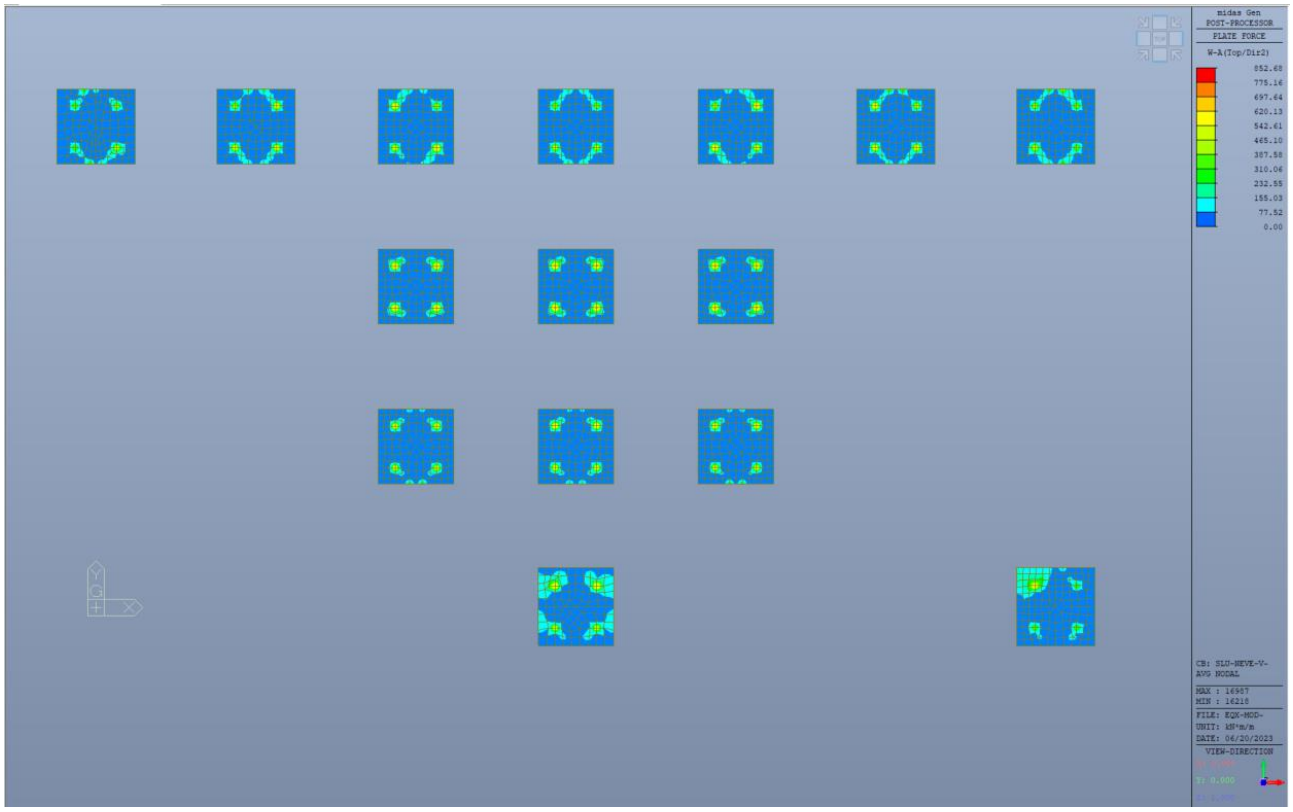


Figure 262 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(+y)"

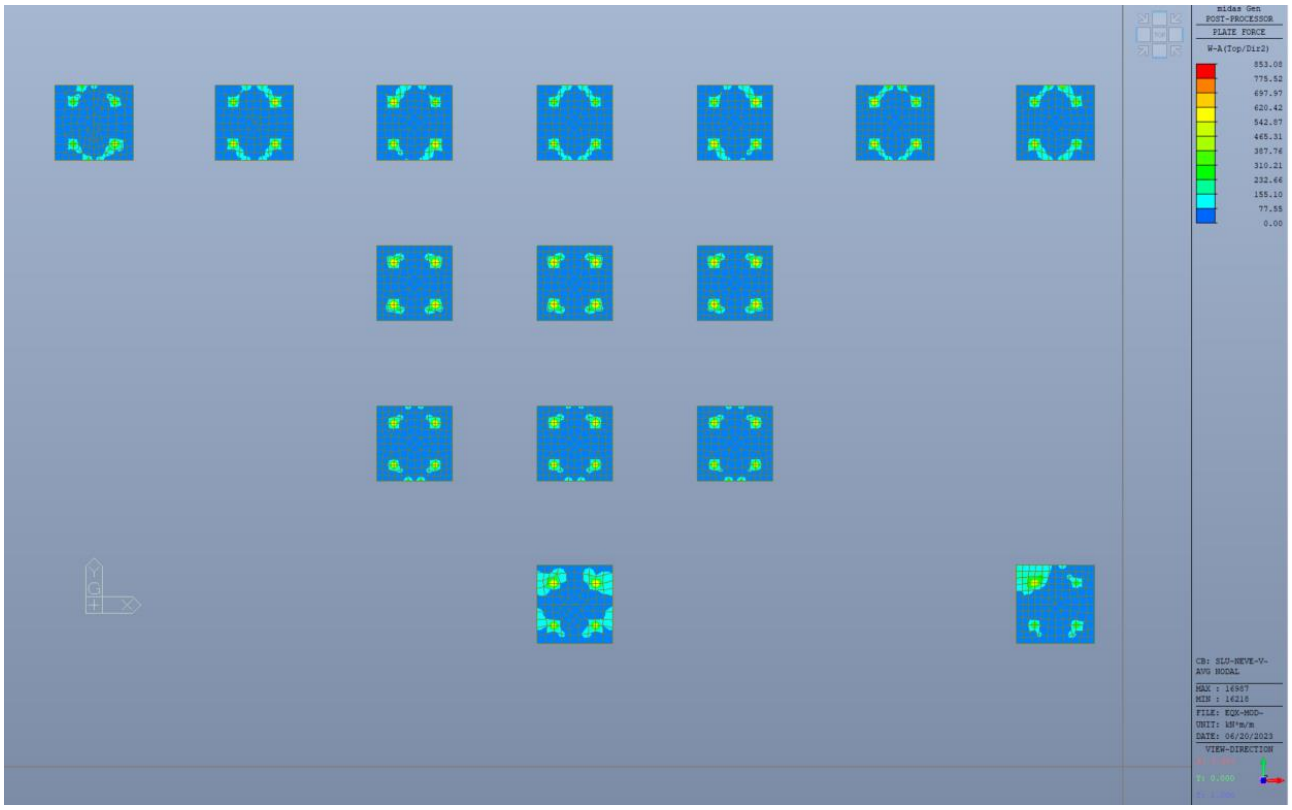


Figure 263 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(-y)"

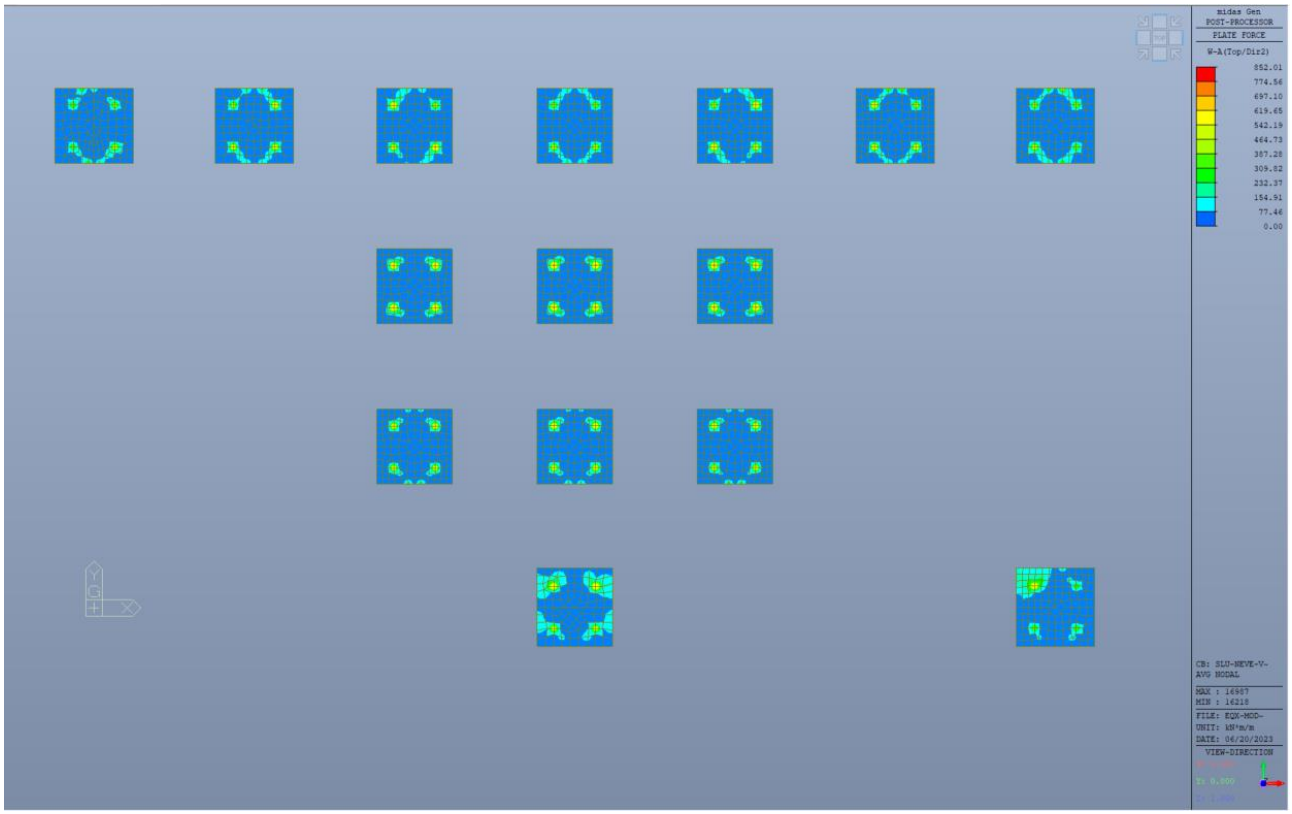


Figure 264 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(+x)"

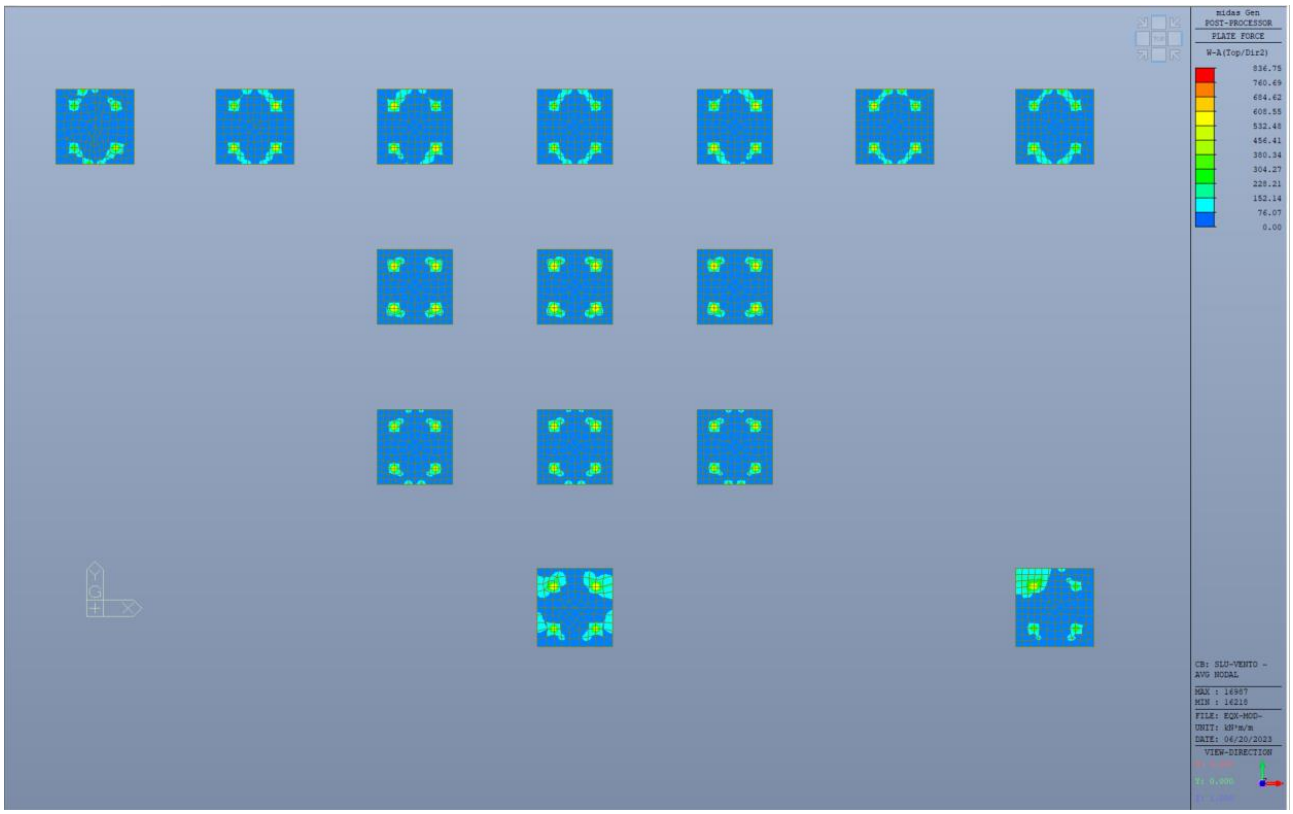


Figure 265 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(-x)"

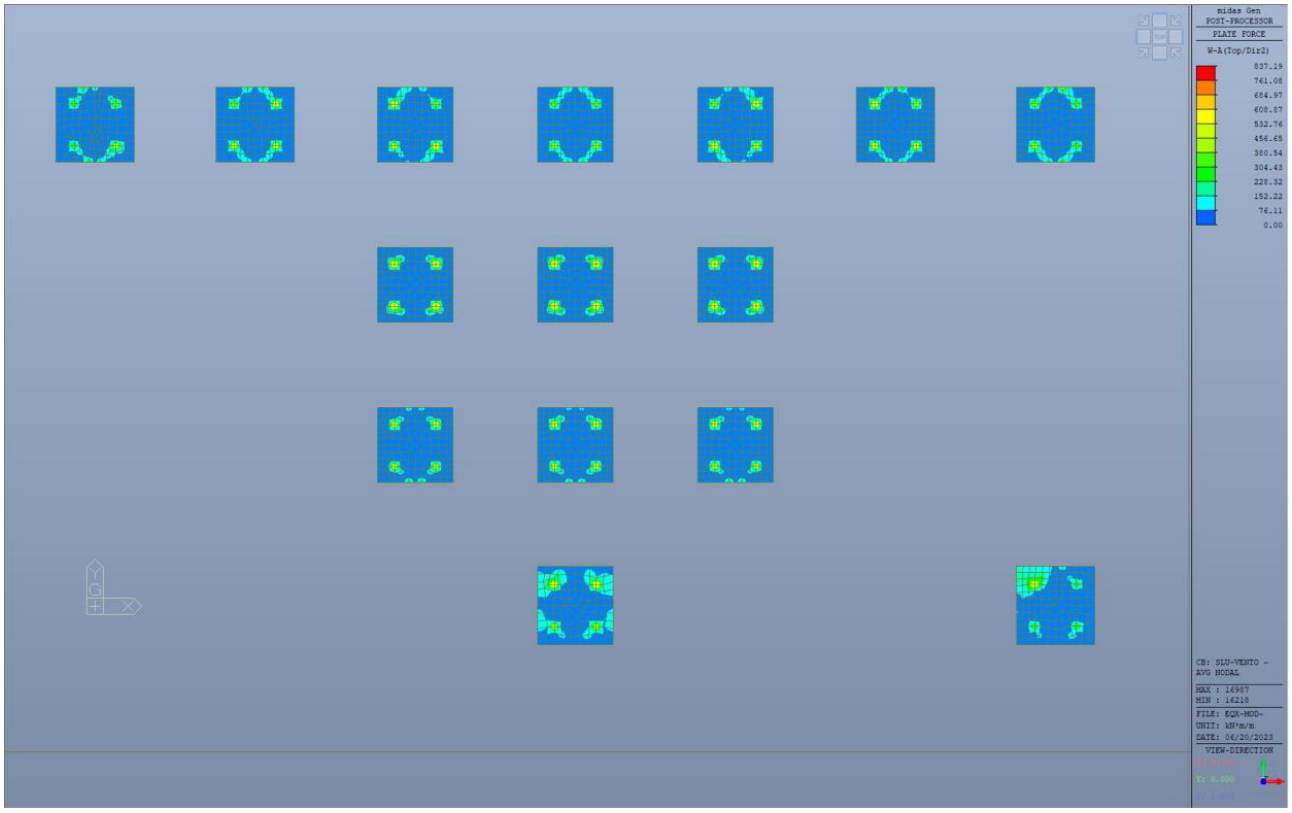


Figure 266 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(+y)"

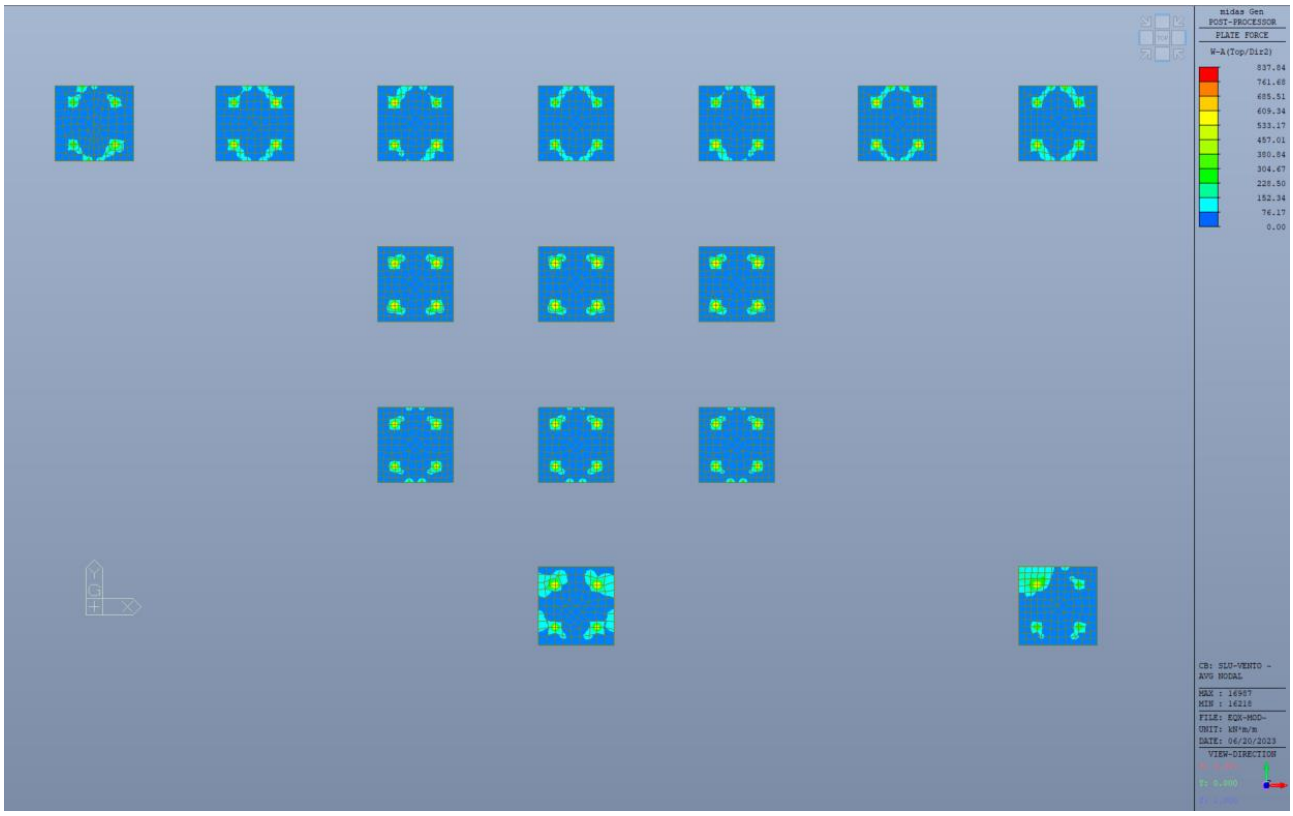


Figure 267 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(-y)"

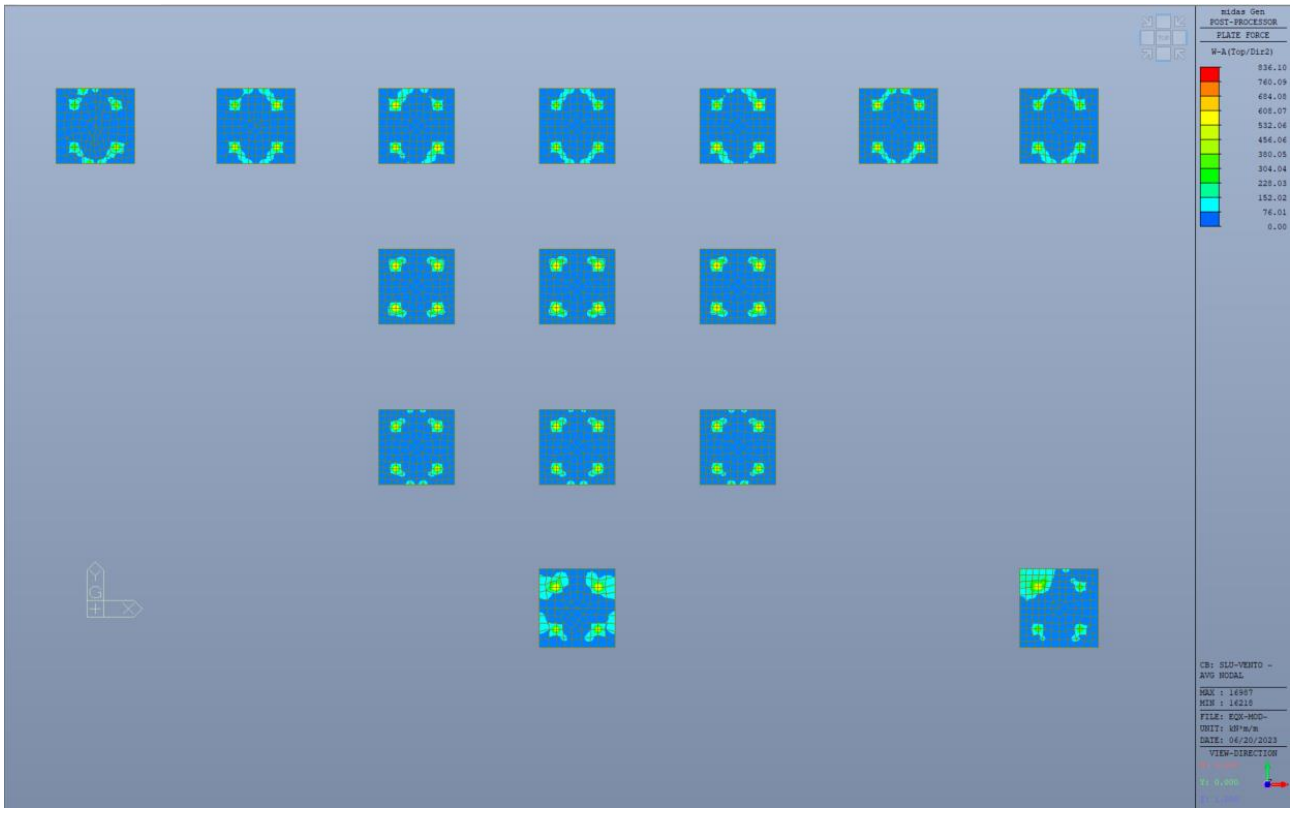


Figure 268 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top "Wood Armer Moment" for ULS combination is equal to **859.35 kNm/m** for the case "Top x direction – Neve-vento(-x)"

The top reinforcement in both directions is calculated with the maximum value of bending top moment, therefore it is necessary to prepare Φ20 space 200 mm, to be arranged in one meter. The resistant moment is calculated below with a section of one meter.

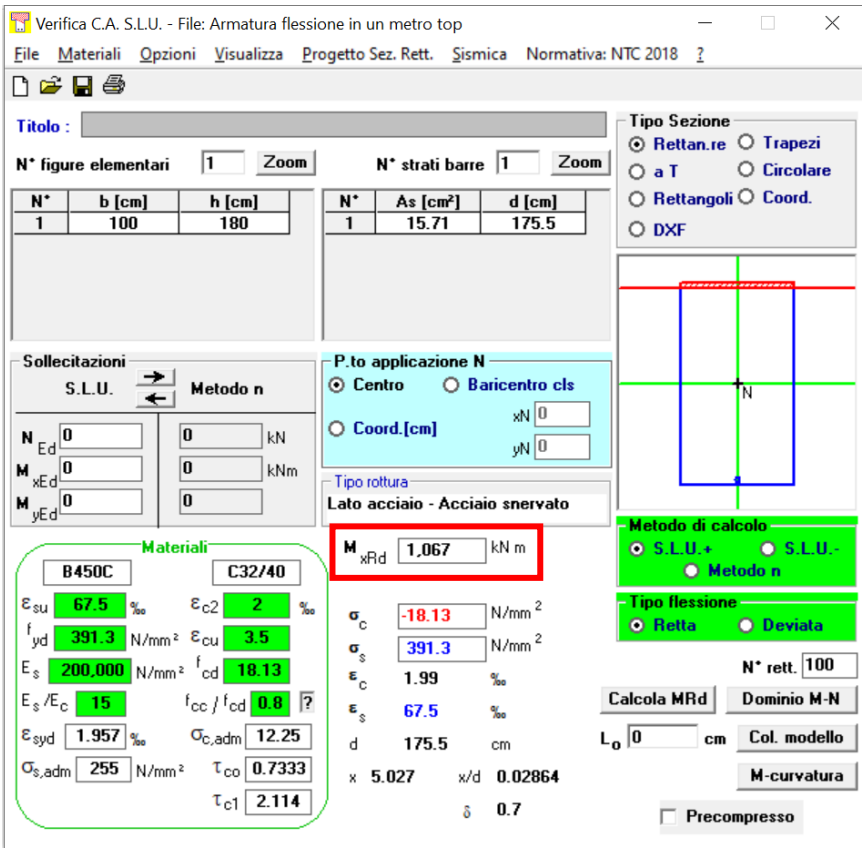


Figure 269 Bending moment ULS check

ULS Check is verified at the top.

USL Combination "Qk-vento(+x)"

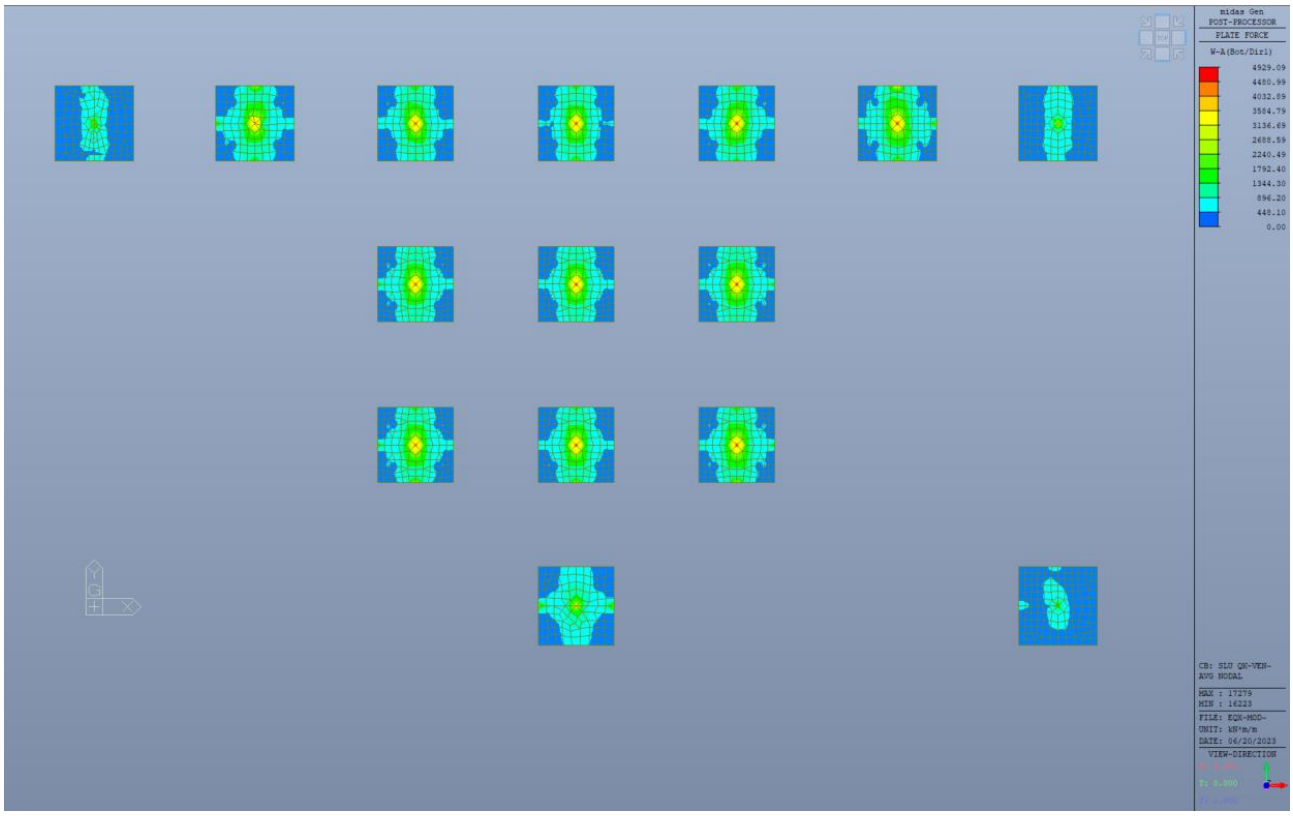


Figure 270 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(-x)"

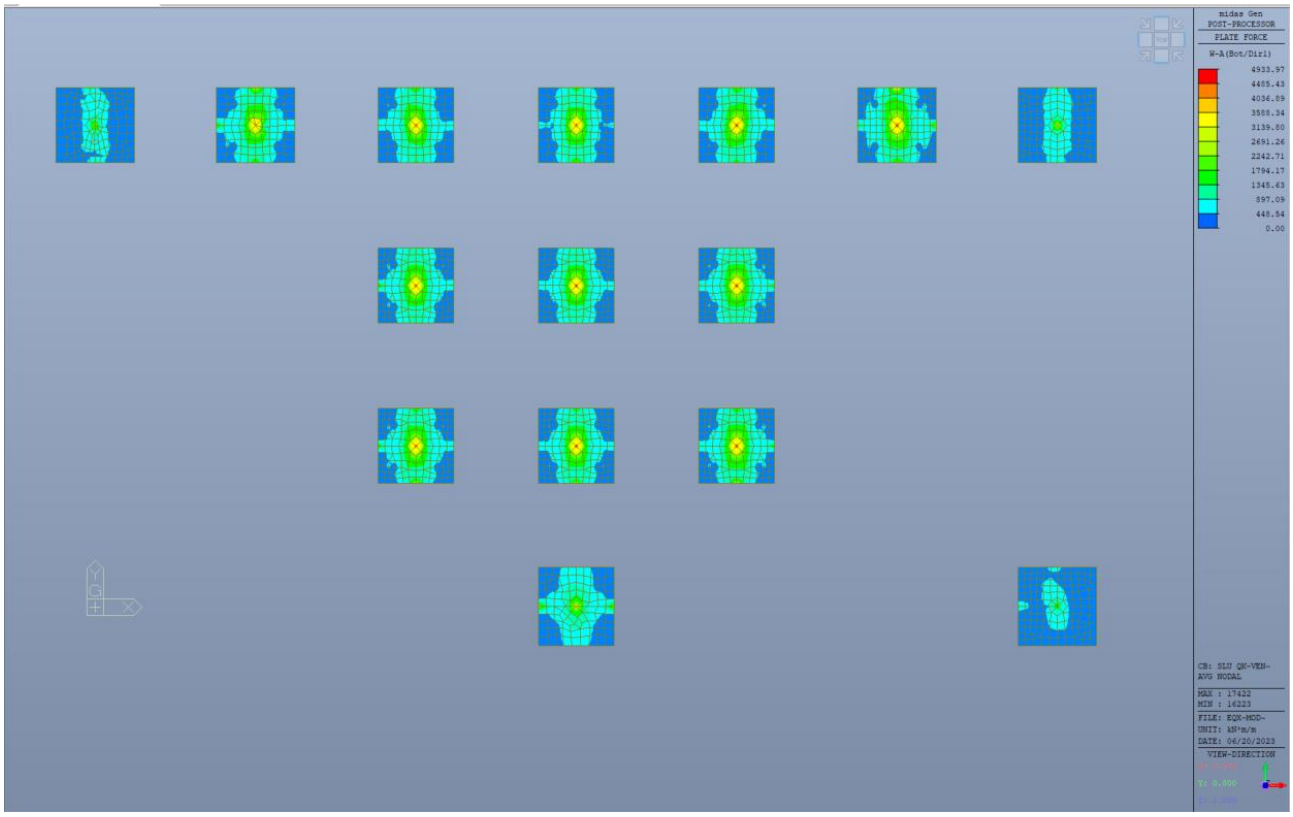


Figure 271 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(+y)"

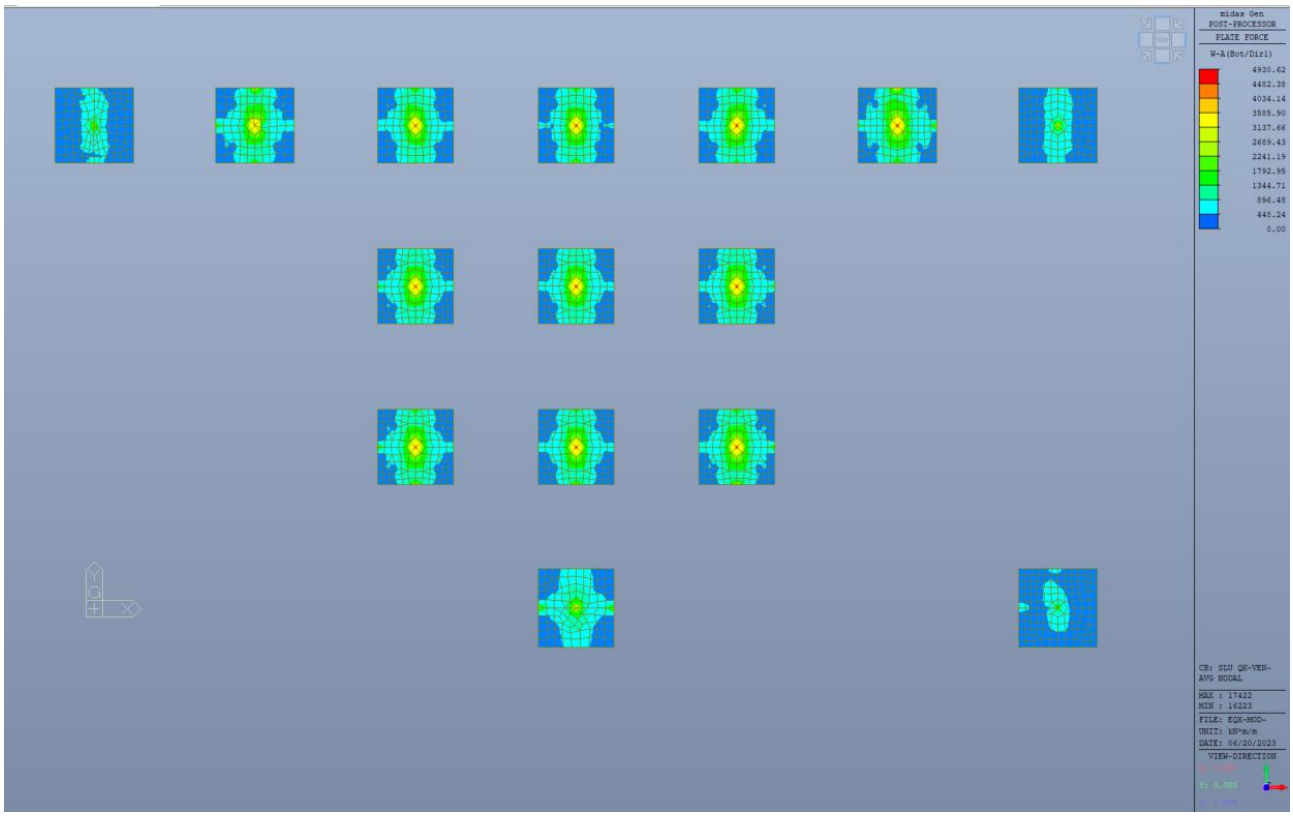


Figure 272 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(-y)"

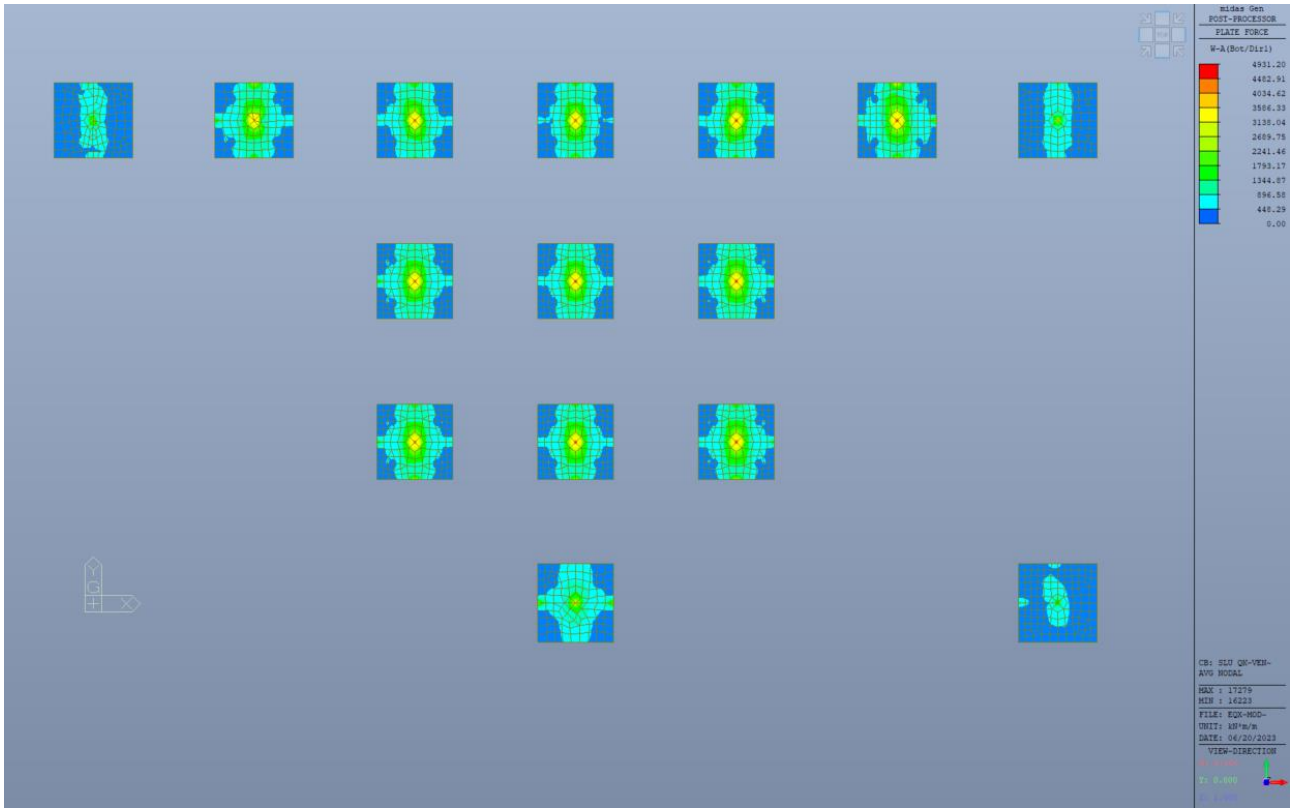


Figure 273 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(+x)"

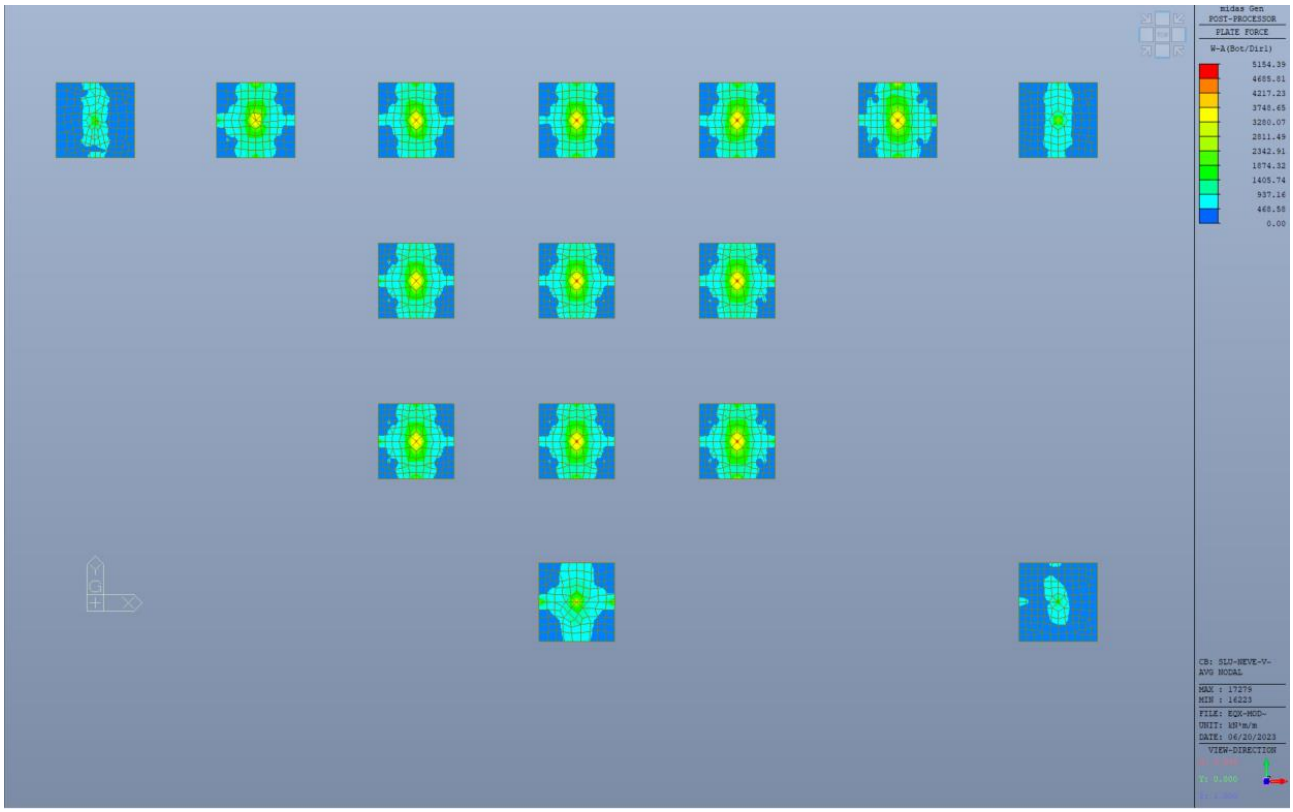


Figure 274 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(-x)"

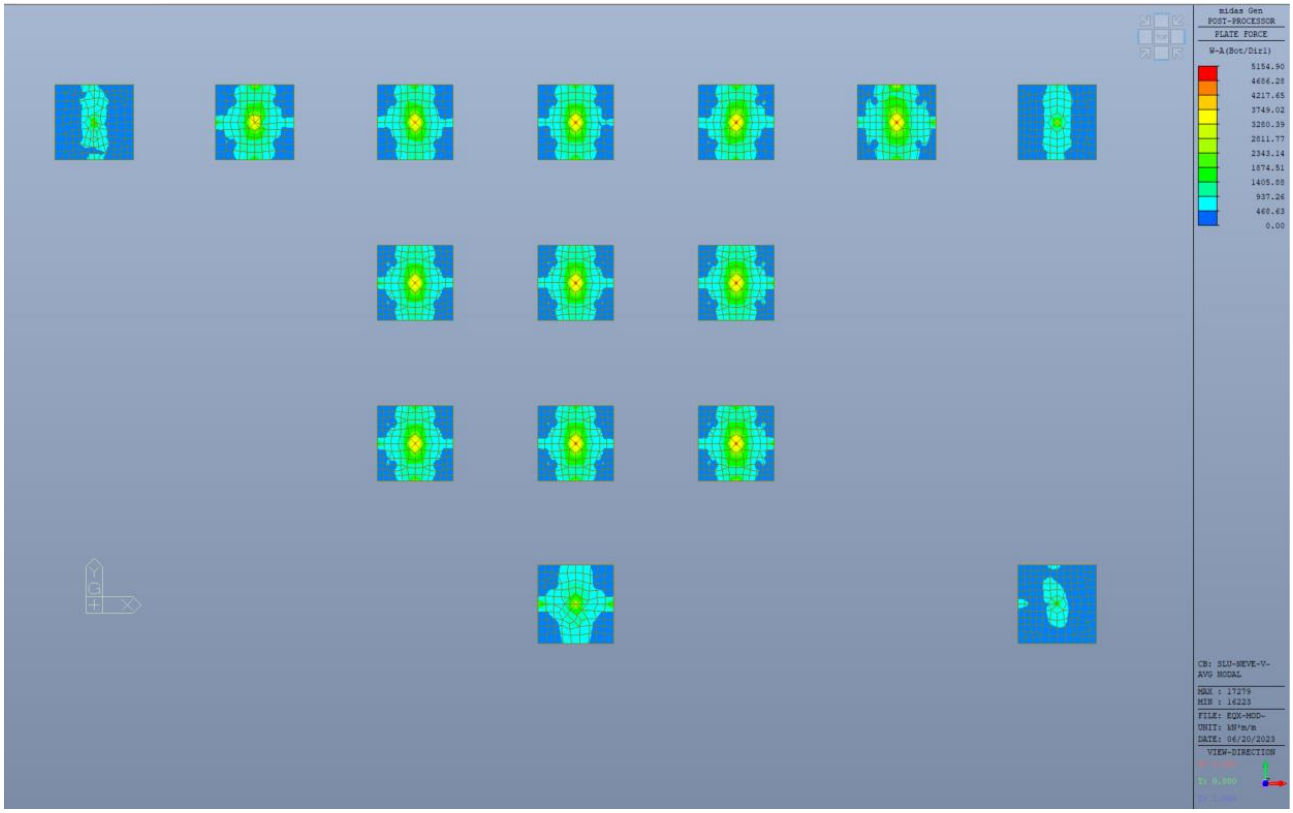


Figure 275 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(+y)"

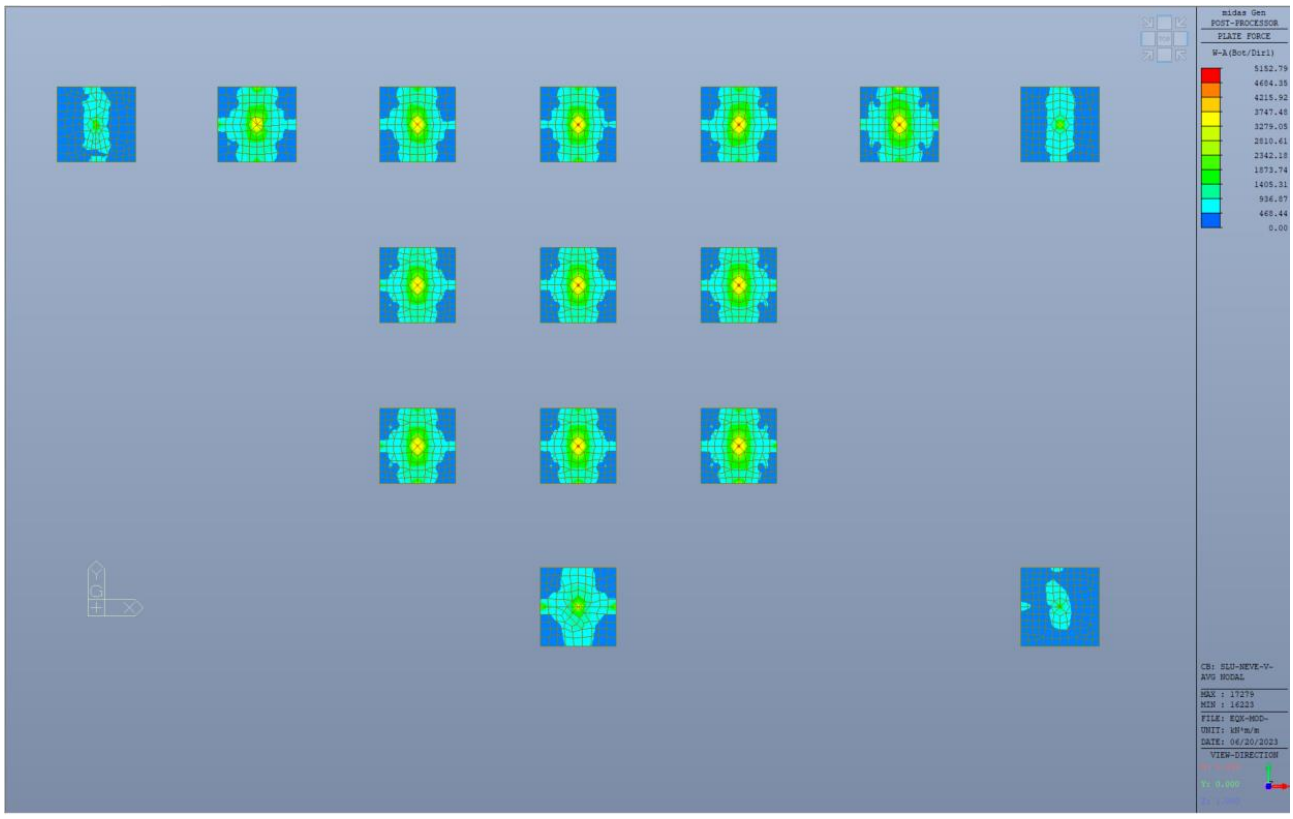


Figure 276 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Neve-vento(-y)"

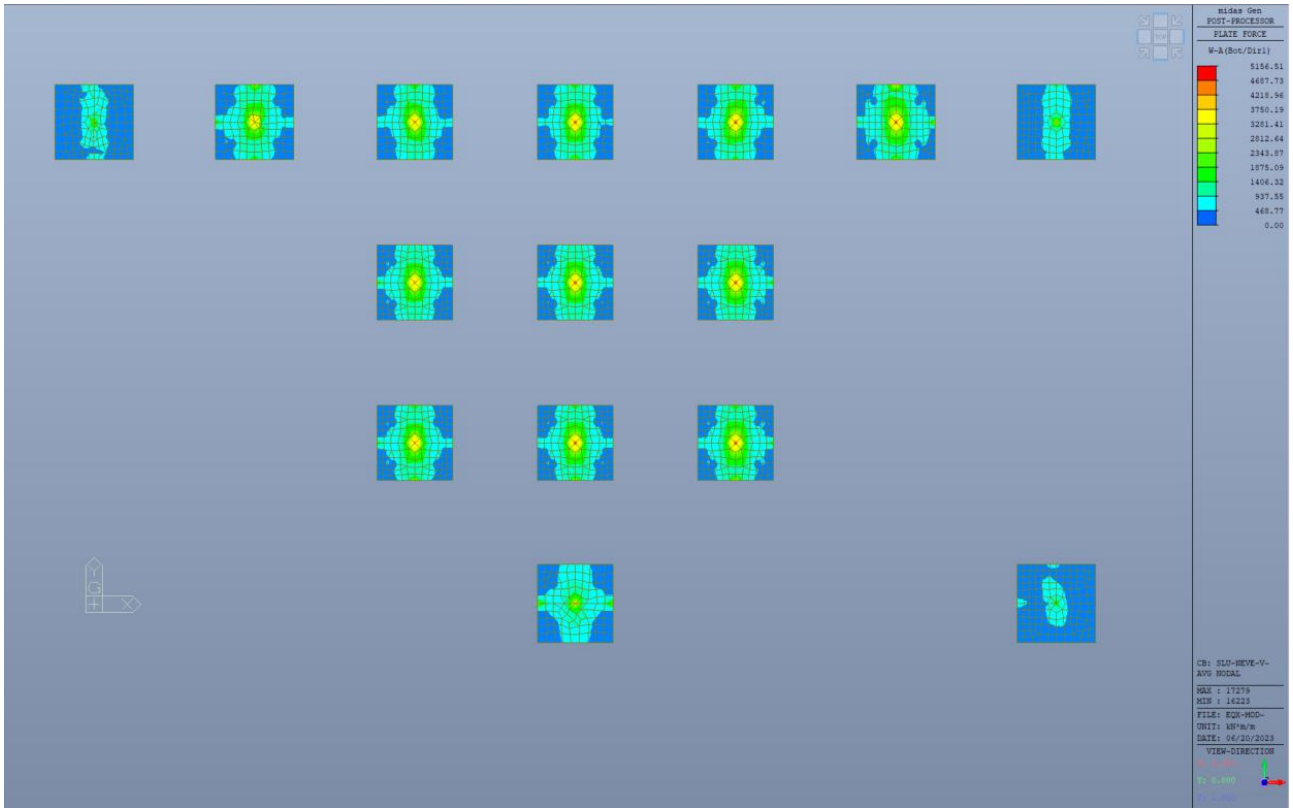


Figure 277 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(+x)"

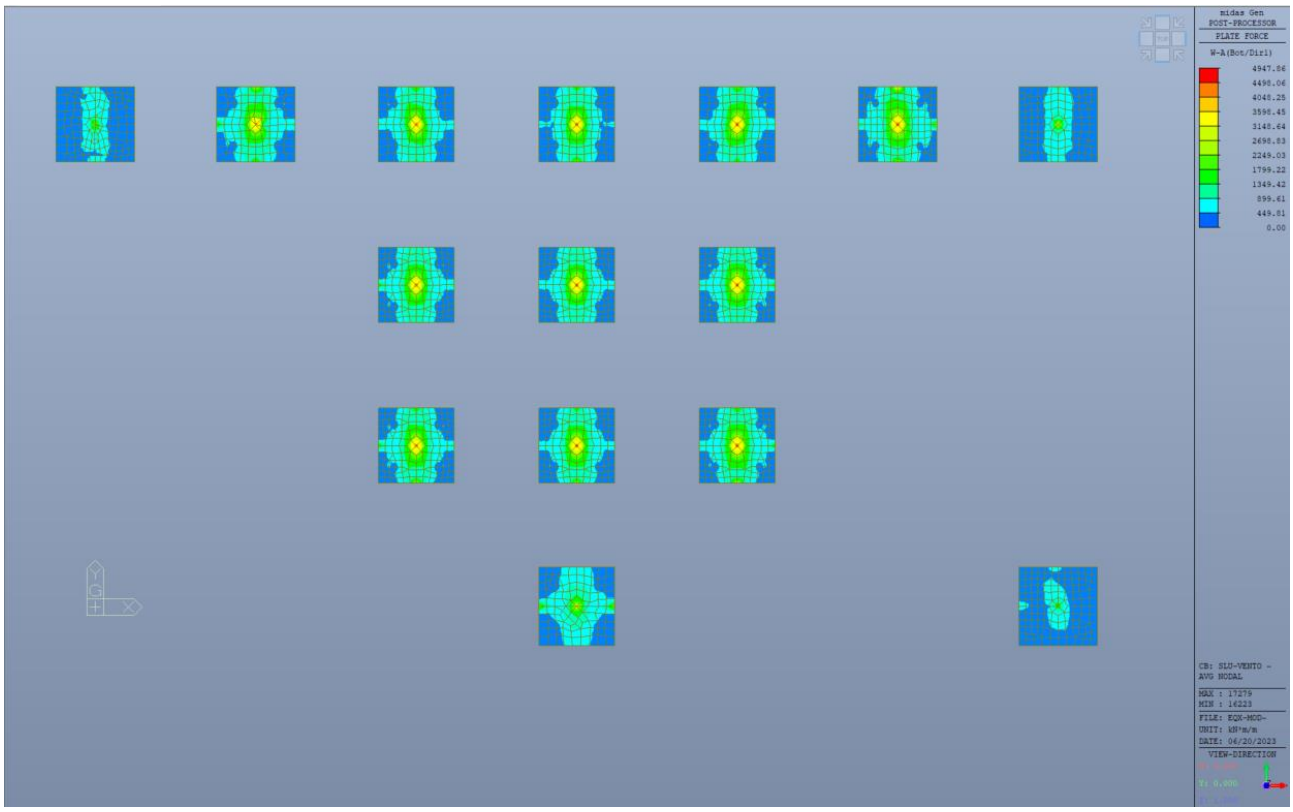


Figure 278 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(-x)"

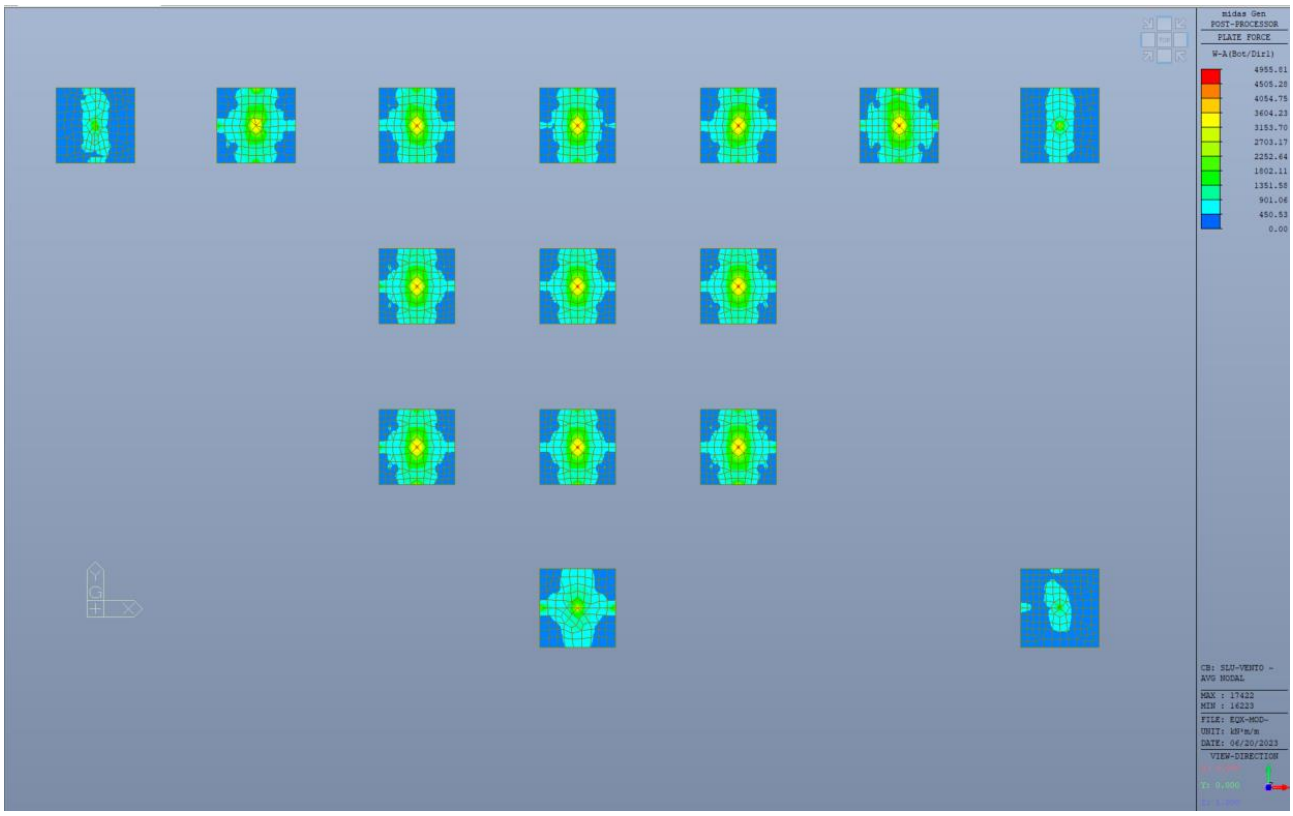


Figure 279 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(+y)"

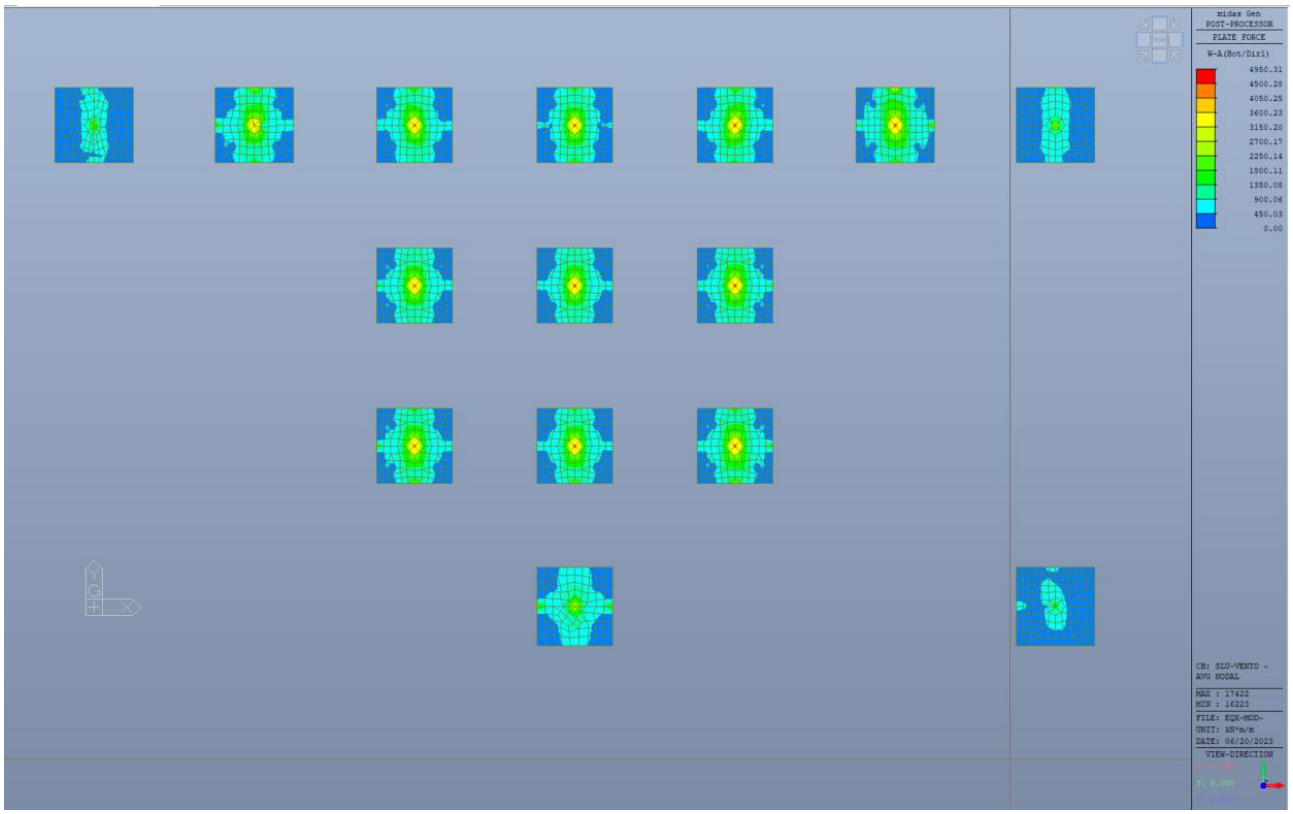


Figure 280 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Vento(-y)"

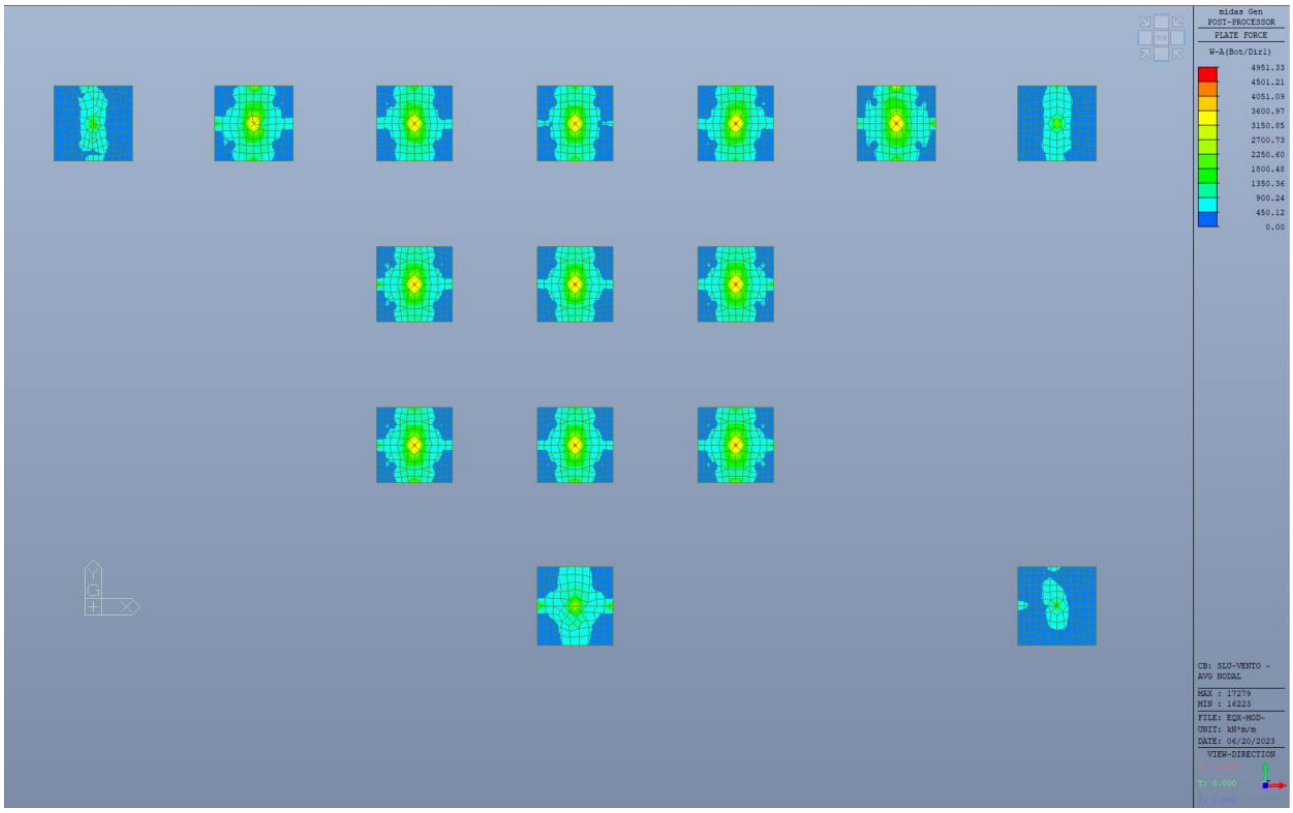


Figure 281 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Combination "Qk-vento(+x)"

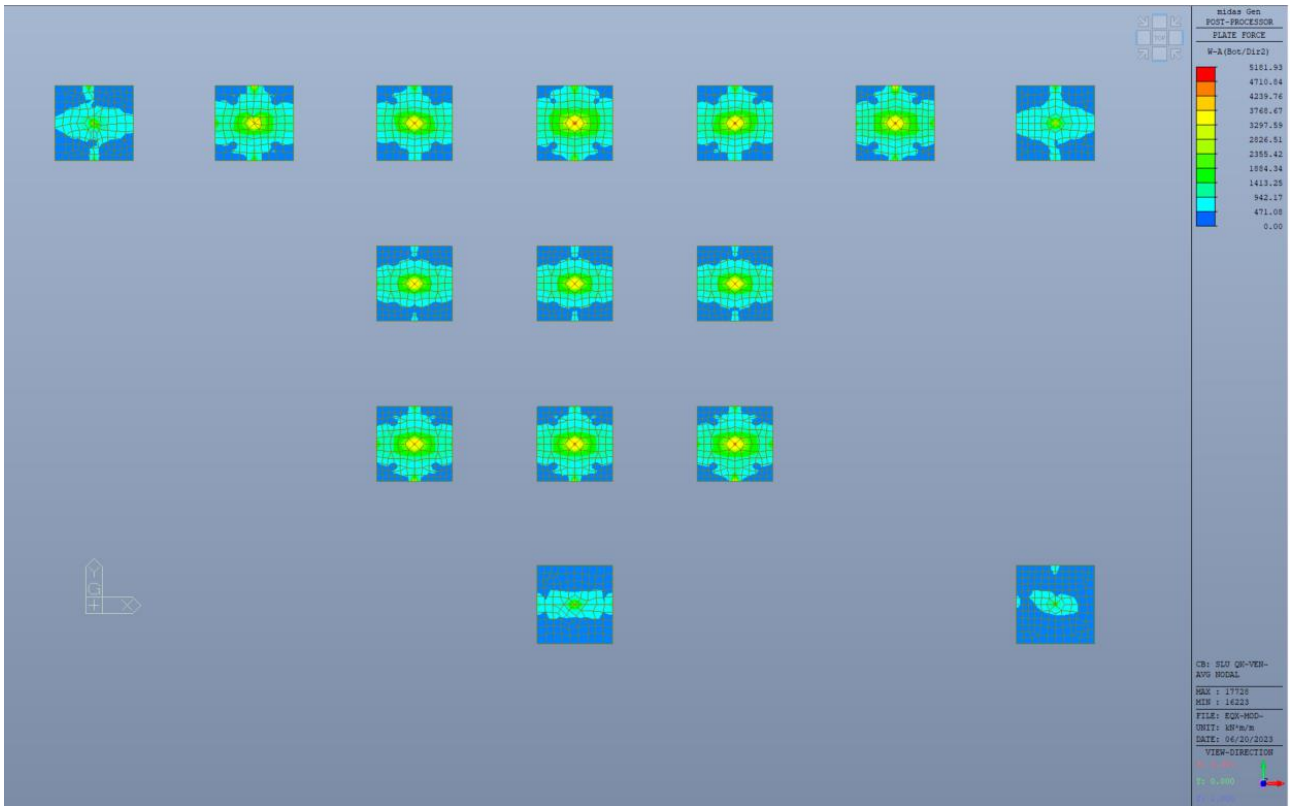


Figure 282 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(-x)"

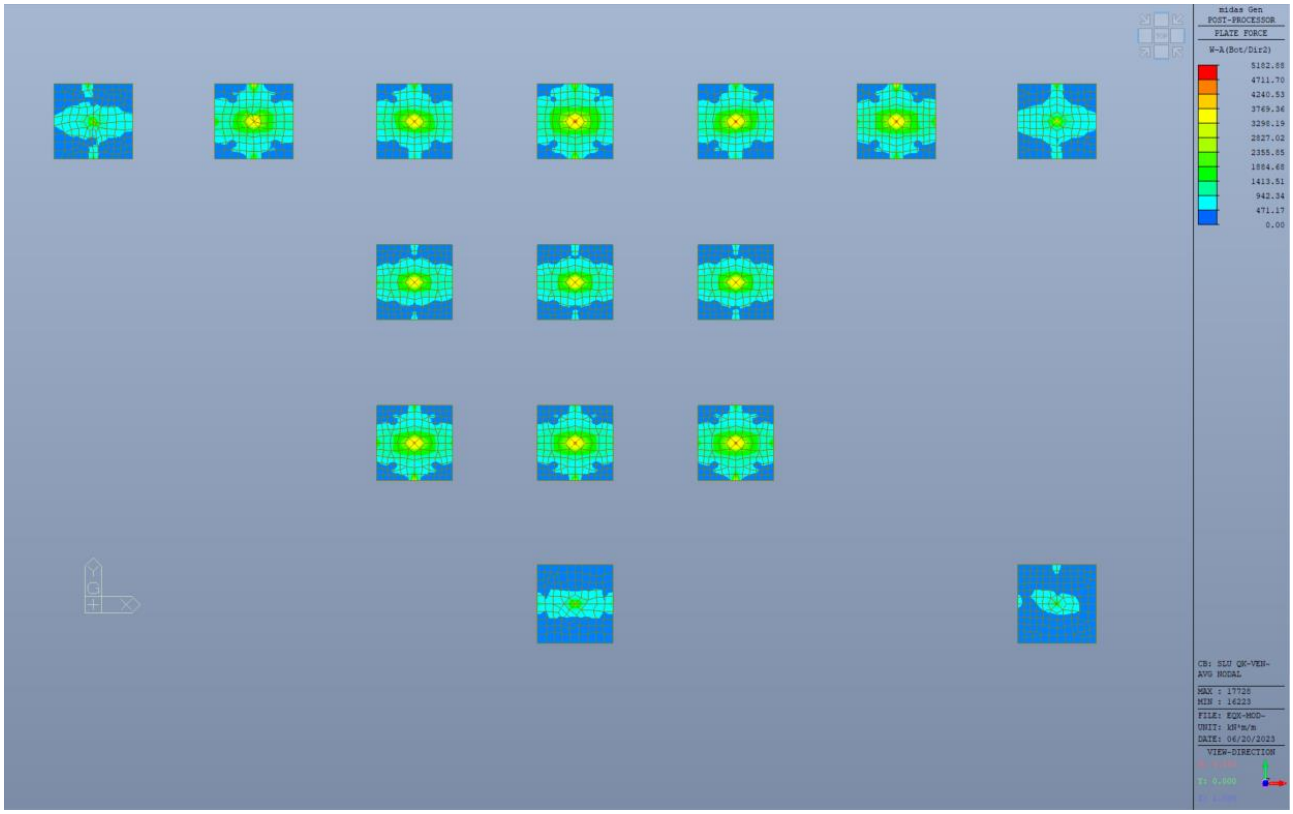


Figure 283 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(+y)"

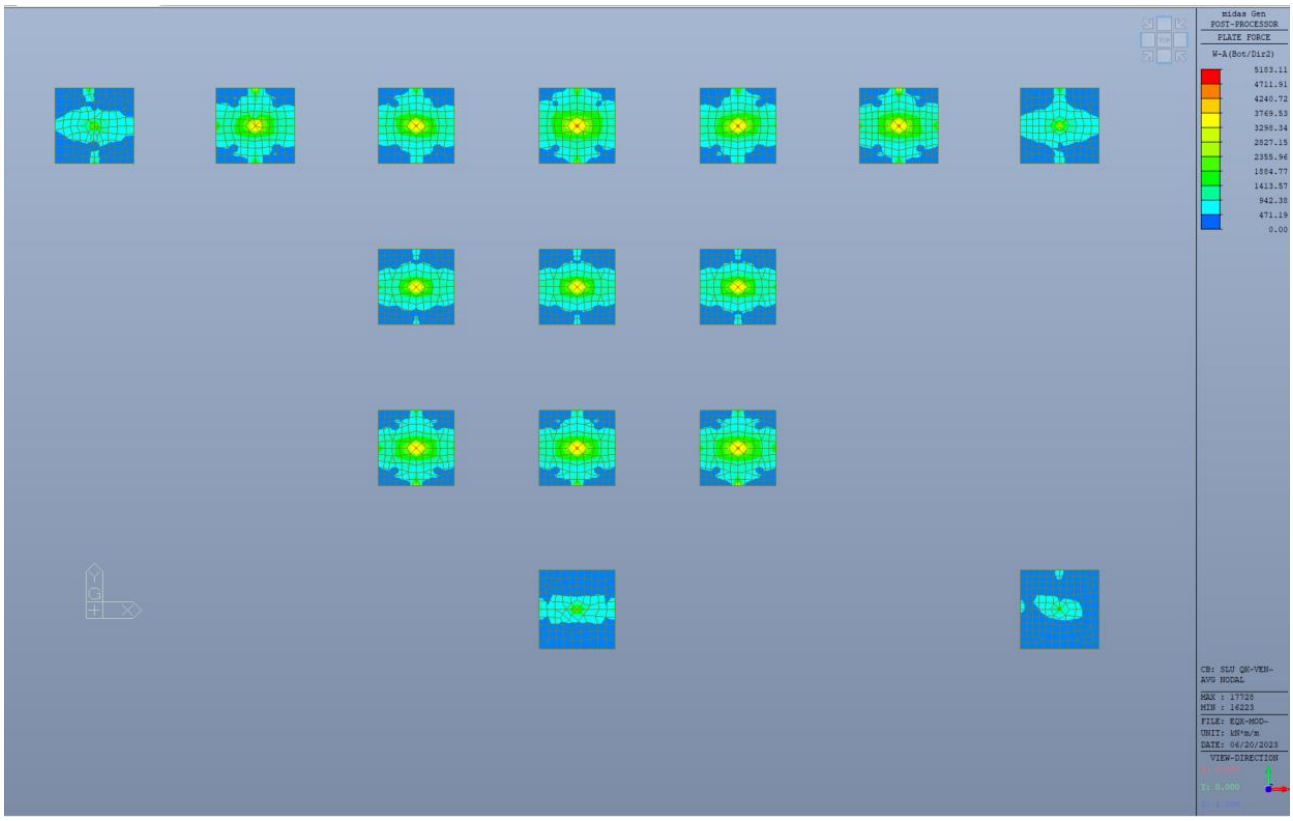


Figure 284 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Qk-vento(-y)"

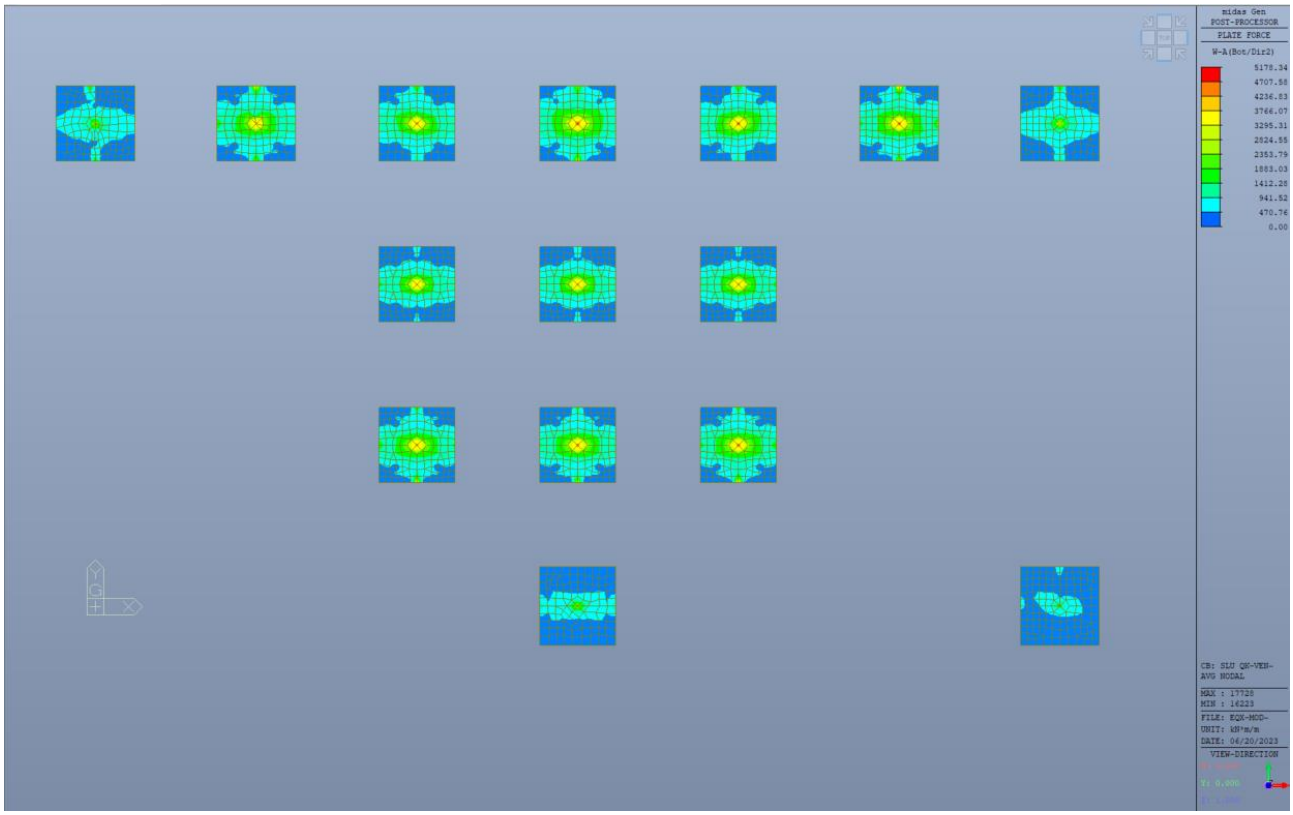


Figure 285 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(+x)"

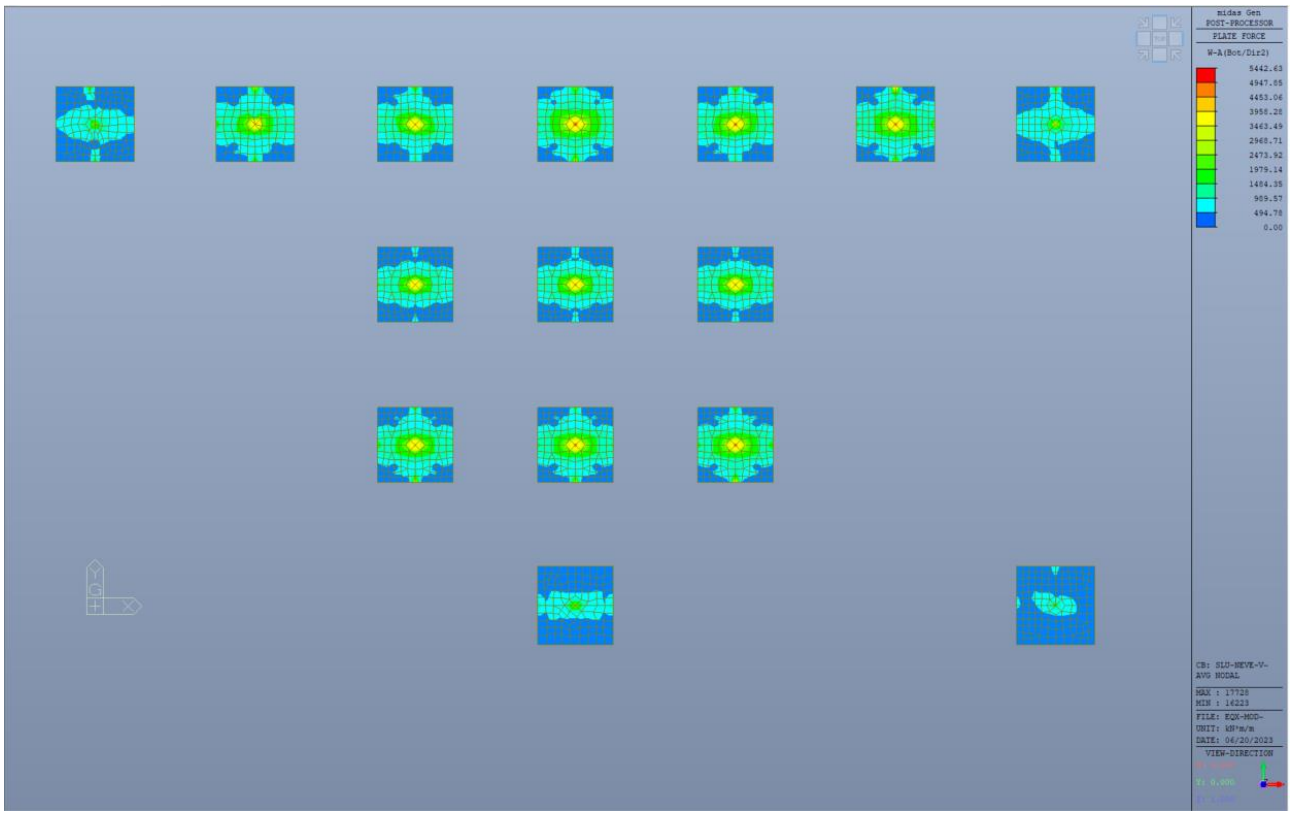


Figure 286 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(-x)"

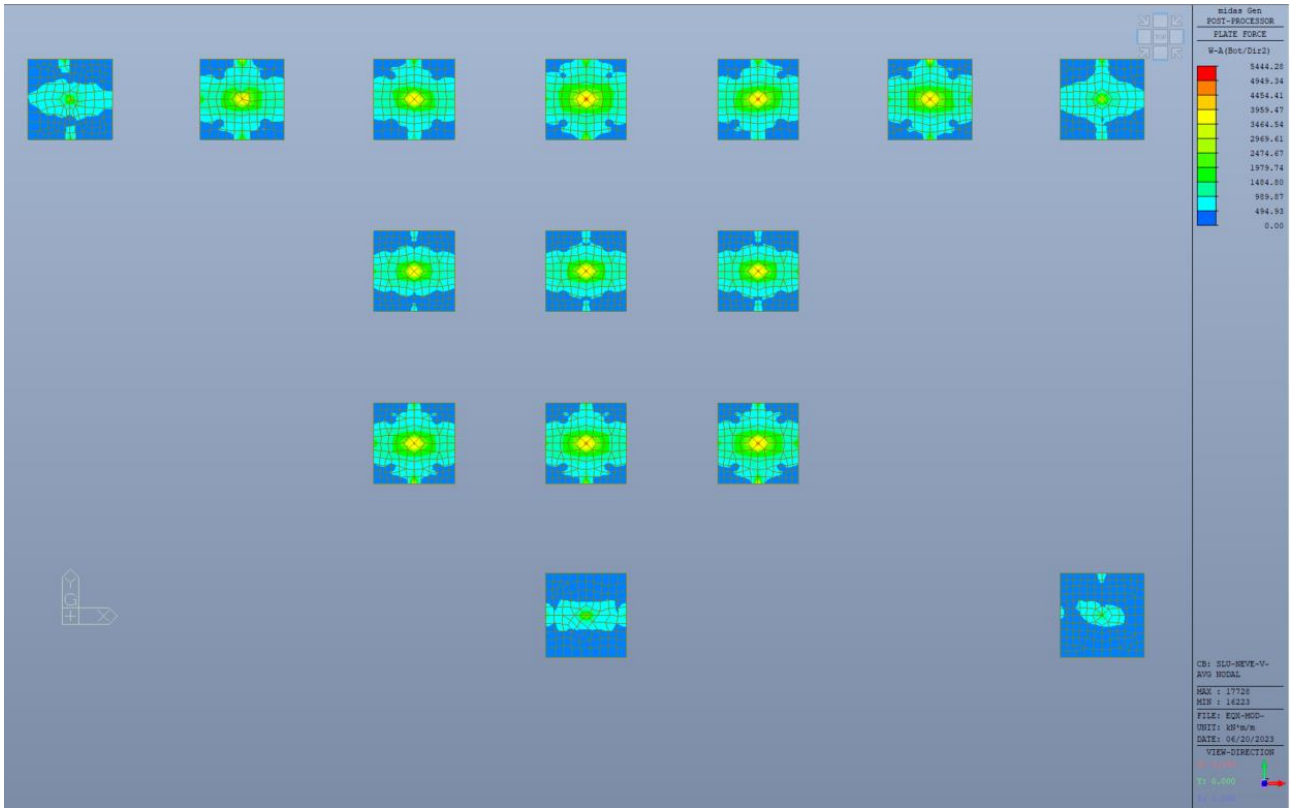


Figure 287 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(+y)"

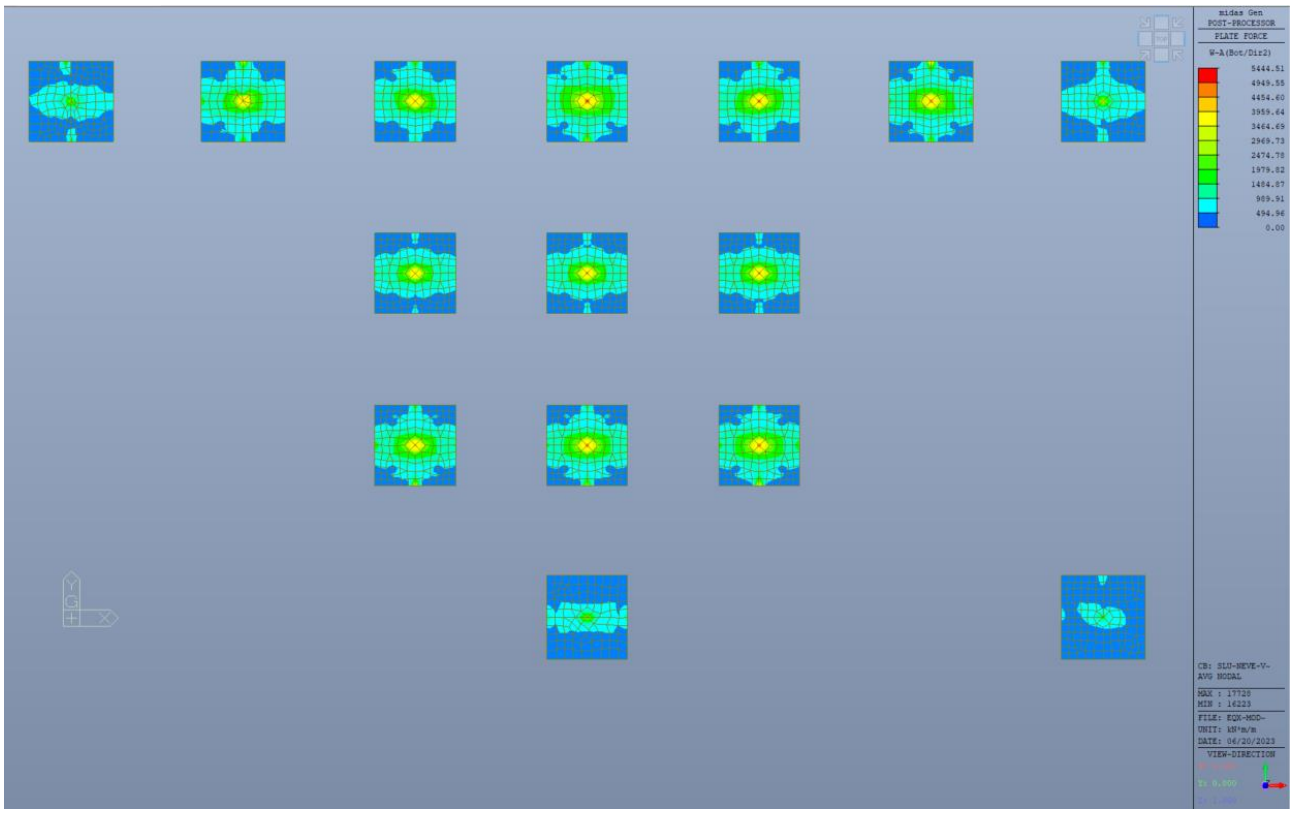


Figure 288 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Neve-vento(-y)"

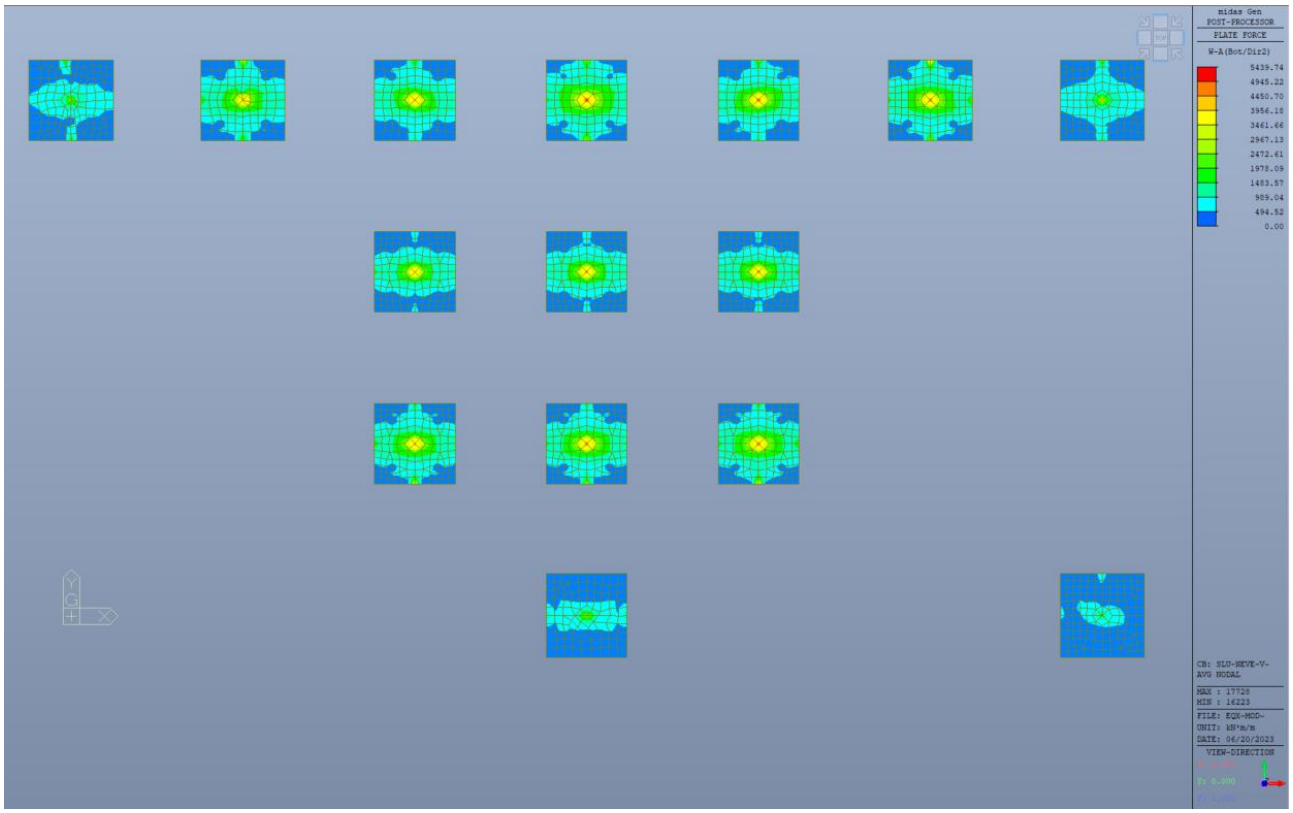


Figure 289 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(+x)"

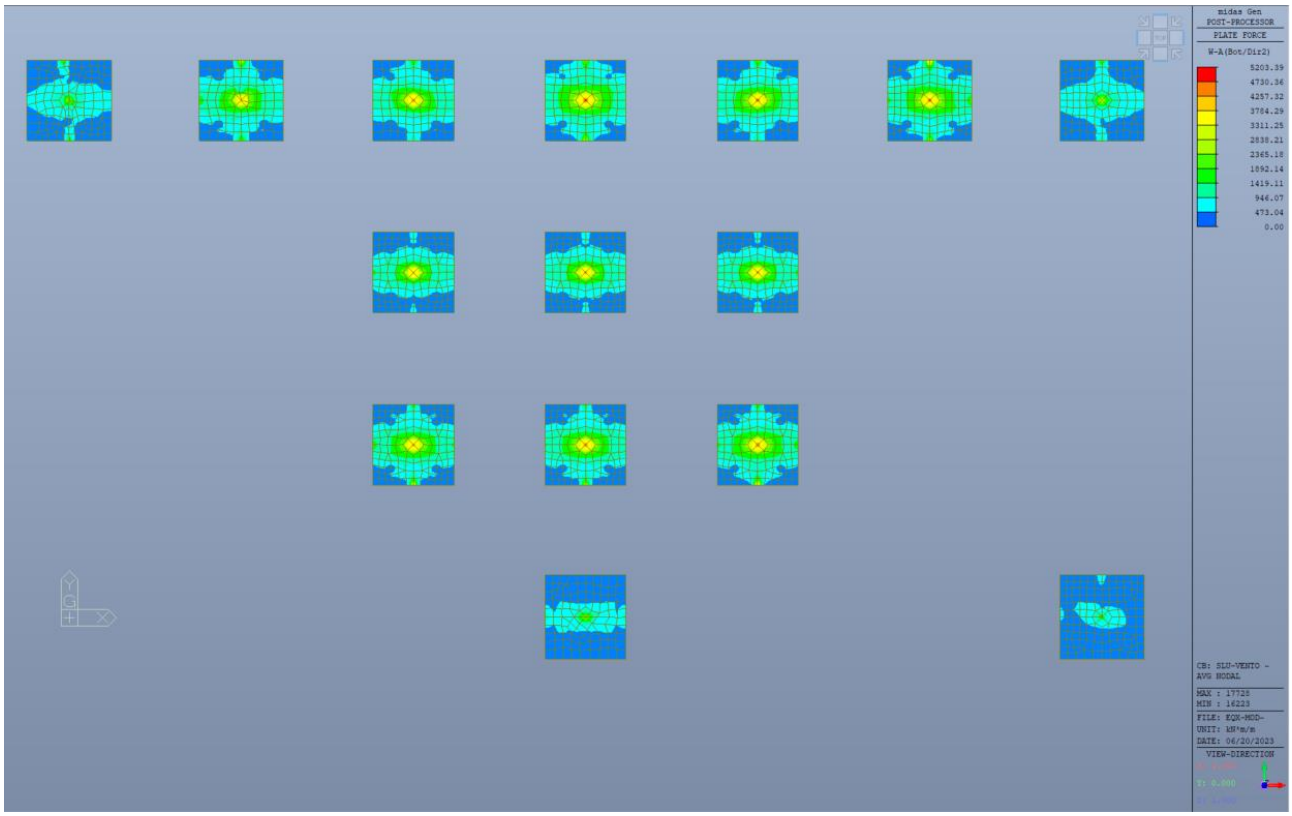


Figure 290 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(-x)"

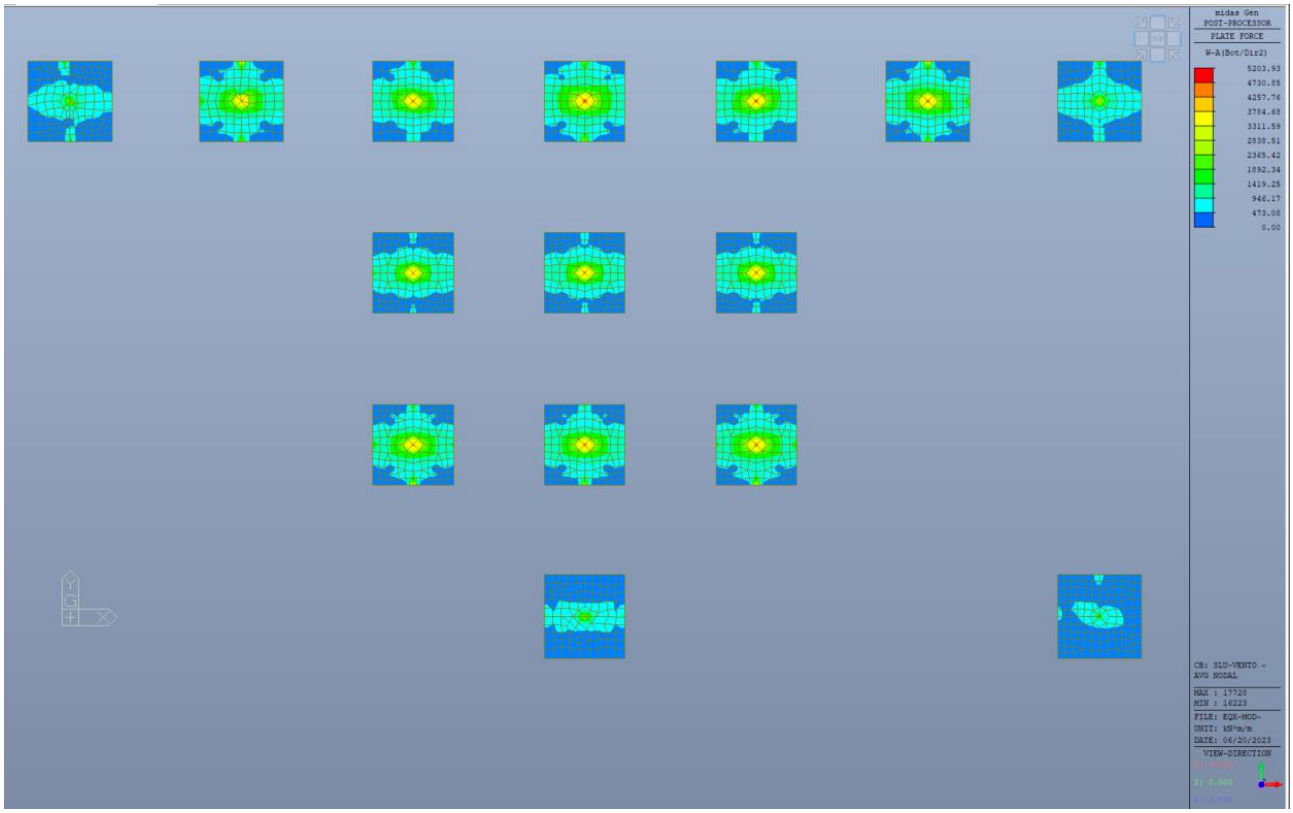


Figure 291 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(+y)"

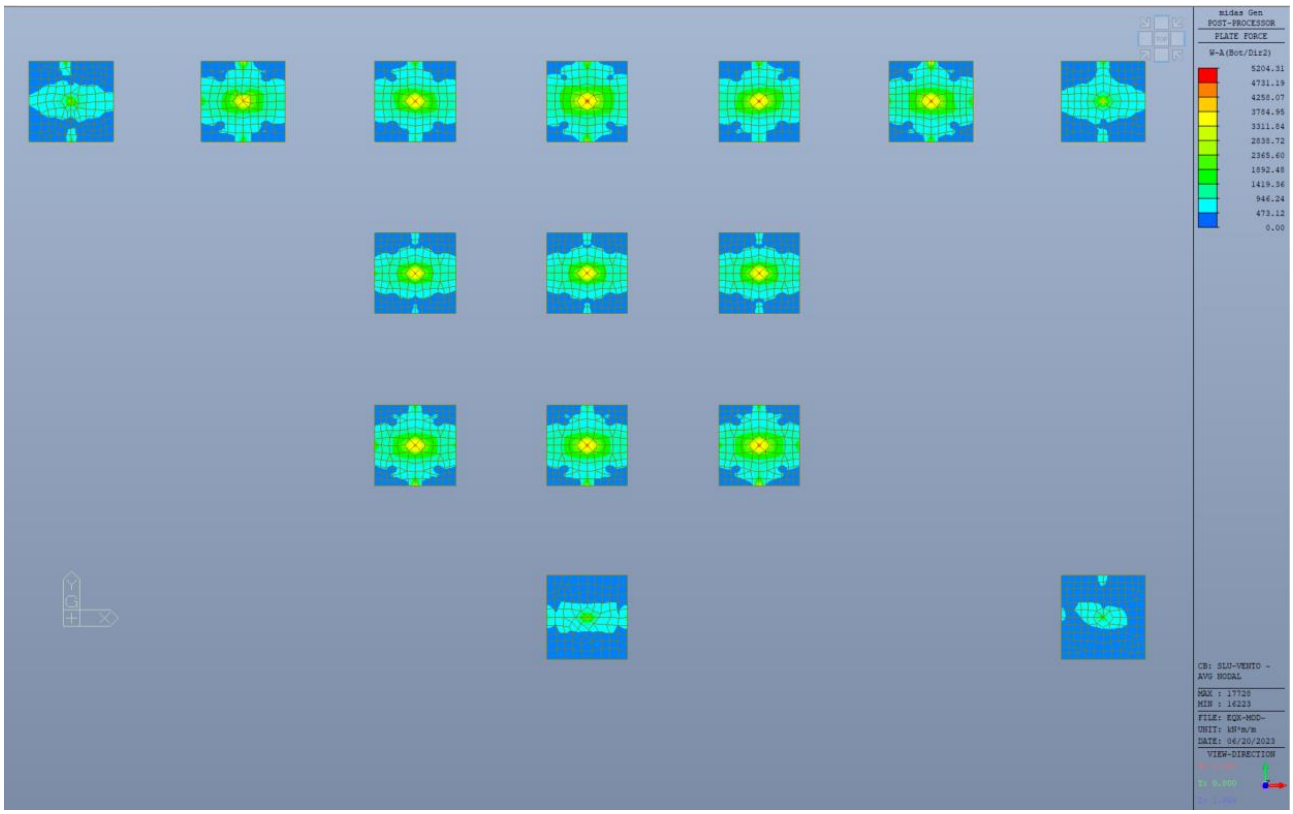


Figure 292 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

USL Combination "Vento(-y)"

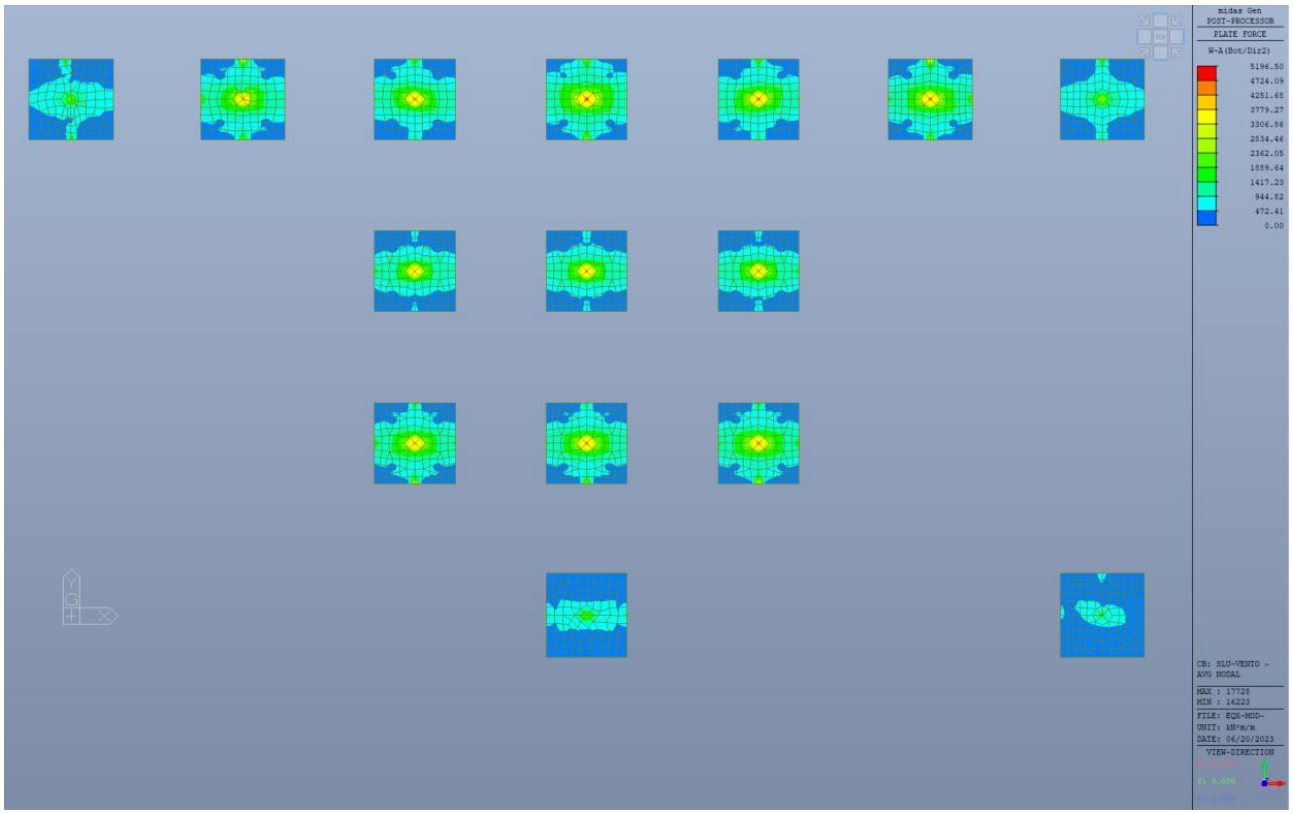


Figure 293 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for ULS combination is equal to **5444.51 kNm/m** for the case “Bottom y direction – Neve-vento(+y)”

The bottom reinforcement in both directions is calculated with the maximum value of bending bottom moment, therefore it is necessary to prepare Φ26 space 100 mm, to be arranged in one meter. The resistant moment is calculated below with a section of one meter.

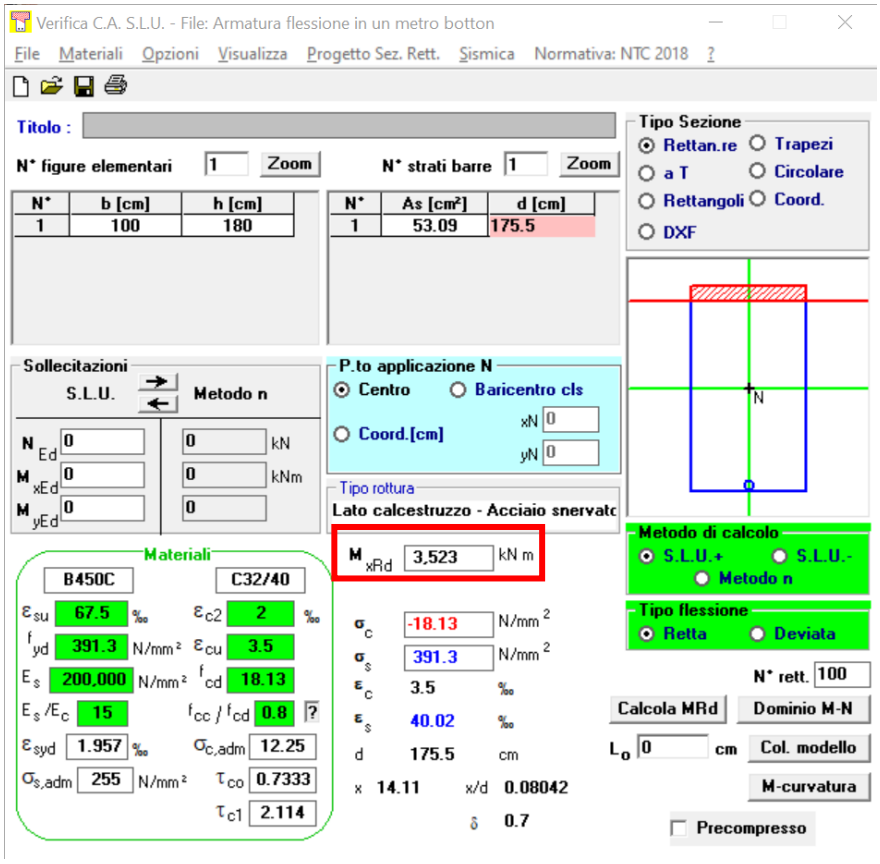


Figure 294 Bending moment check

The only area not covered is the one near the column in the middle of the pile caps. Since it is a point force, a peak is created in that area that can be overlooked. In fact, the uncovered area coincides with the column area, which is not a point.

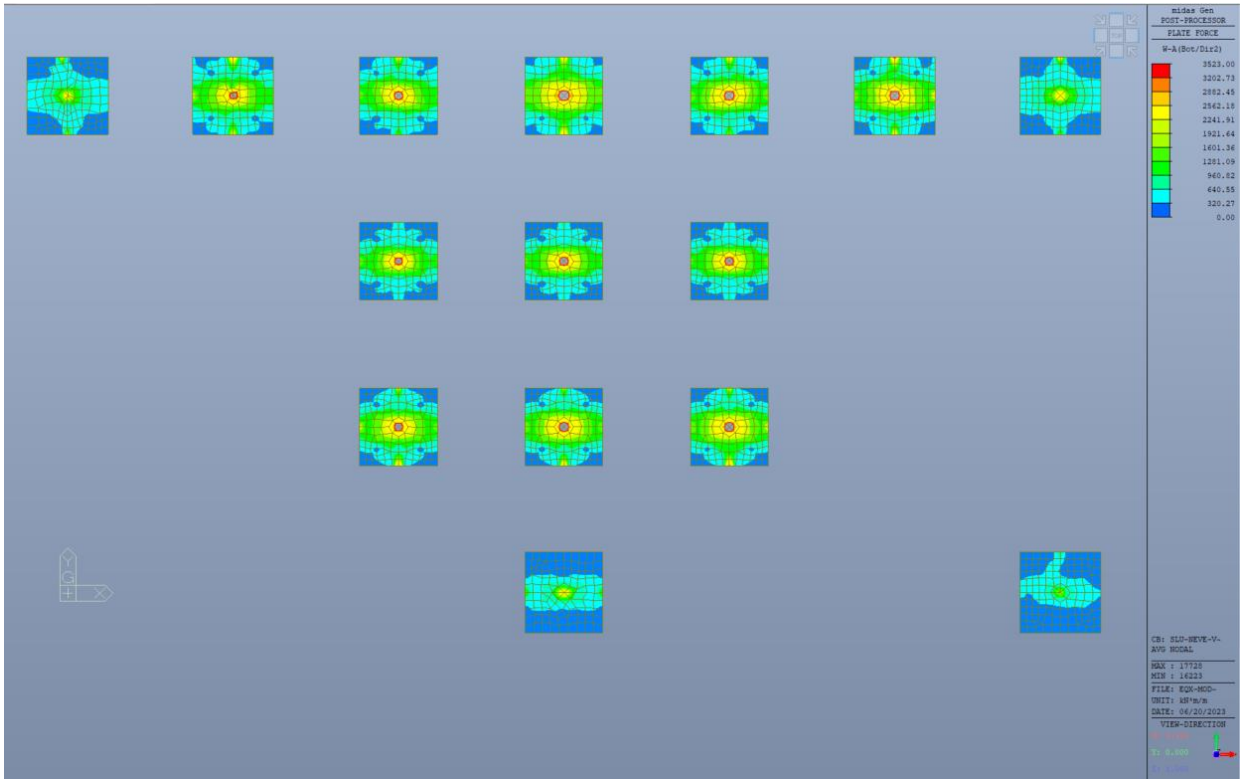


Figure 295 ULS Check – Bending bottom

It is necessary to remember that near the column at the bottom in both directions there is additional reinforcement required to meet the cracking check. It is Φ 20 space 200 mm.

USL Shear check

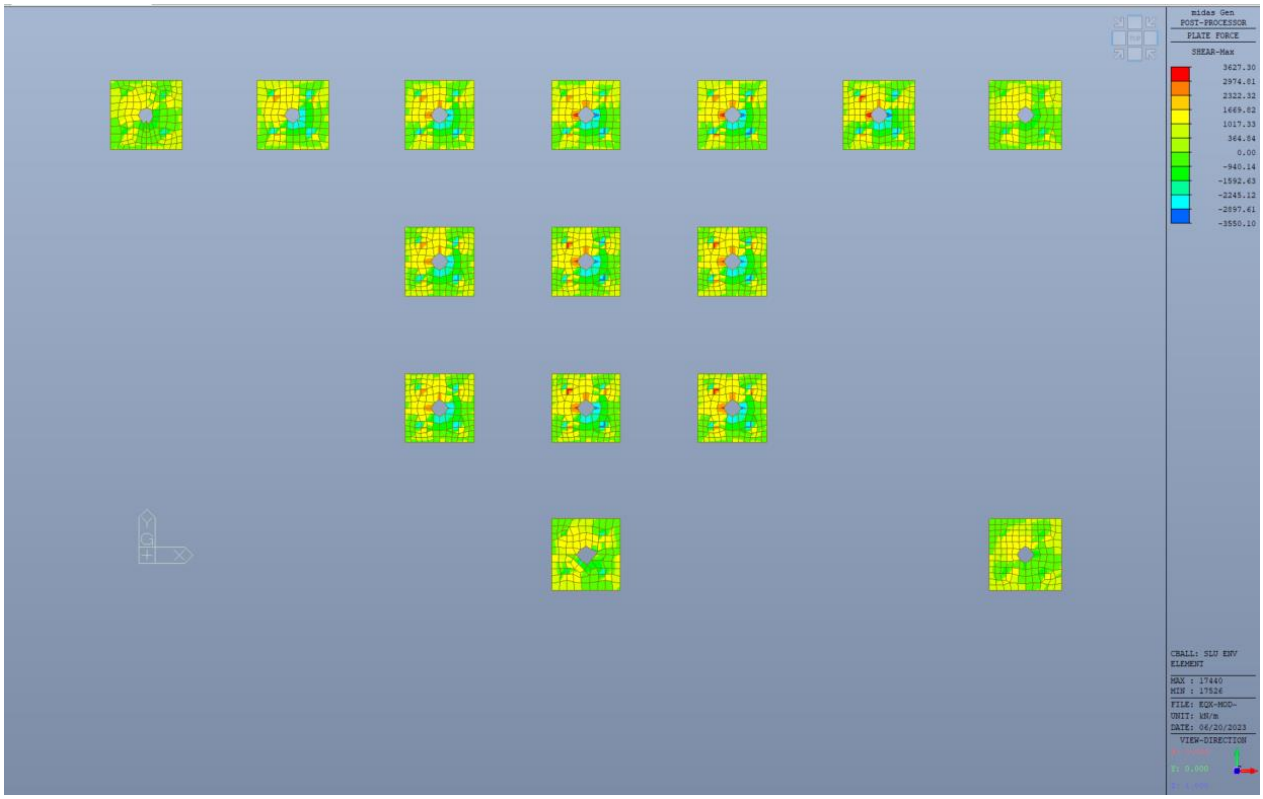


Figure 296 USL shear check

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd	=	3627 kN	Materiali
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	Fe 450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.8 MPa	Rck 40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd	=	9.4 MPa	
altezza sezione	h	=	1800 mm	
copriferro arm. inferiore	c	=	45 mm	
altezza utile sezione per calcolo	d	=	1726 mm	
larghezza sezione	bw	=	1000 mm	
Coefficiente k	k	=	1.34	Tipo di elemento
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	=	0.003076	Trave rettangolare

barre longitudinali inferiori 1 (tese)	10	ϕ	26	5309	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0	ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	5	ϕ	20	1571	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0	ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	602 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	540 kN	(4.1.14)

Staffe 3 ϕ 16 / 200 mm

area dell'armatura trasversale	Asw	=	603.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw	=	3016 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw	=	0.1255	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α	=	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone	Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)			
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd	=	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc	=	1.00	

1.

Verifica a taglio-trazione

2. Resistenza a taglio trazione VRsd = 4583.1 kN (4.1.18)

Verifica a taglio-compressione

Resistenz a taglio-compressione VRcd = 5038.7 kN (4.1.19)

Taglio Resistente Vrd = 4583 kN > 3627 kN OK

10.10.1.2 Larger Pile caps – Rectangular section

SLS Q.P. Combination

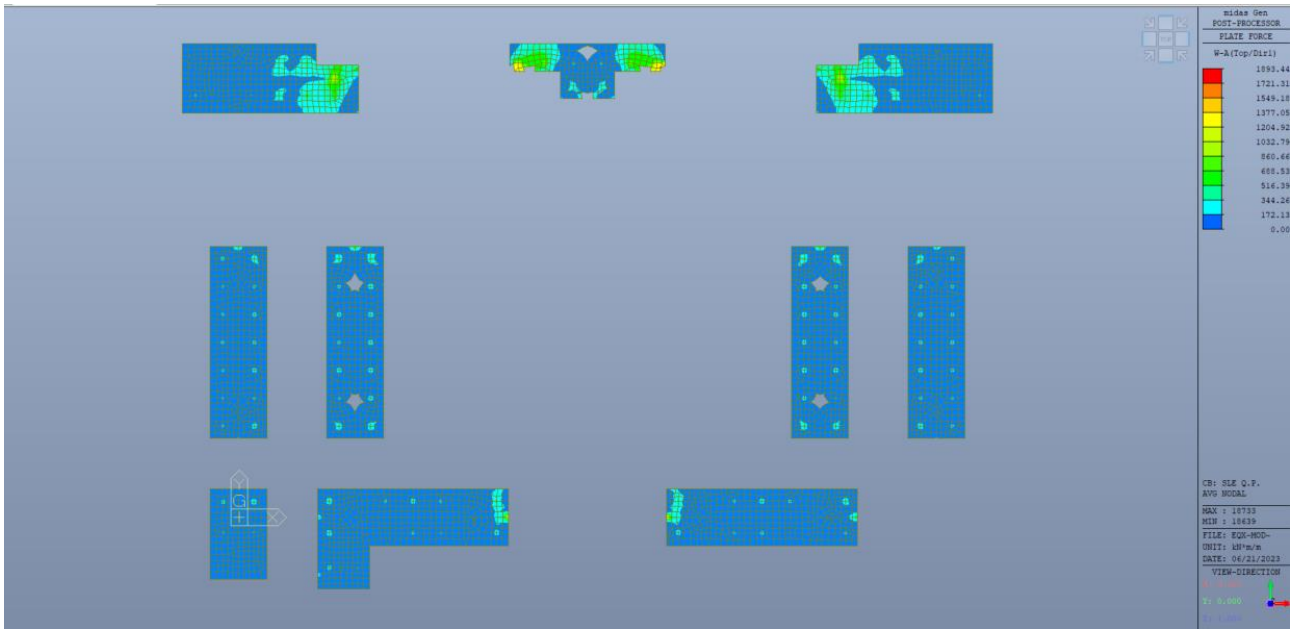


Figure 297 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Q.P. Combination

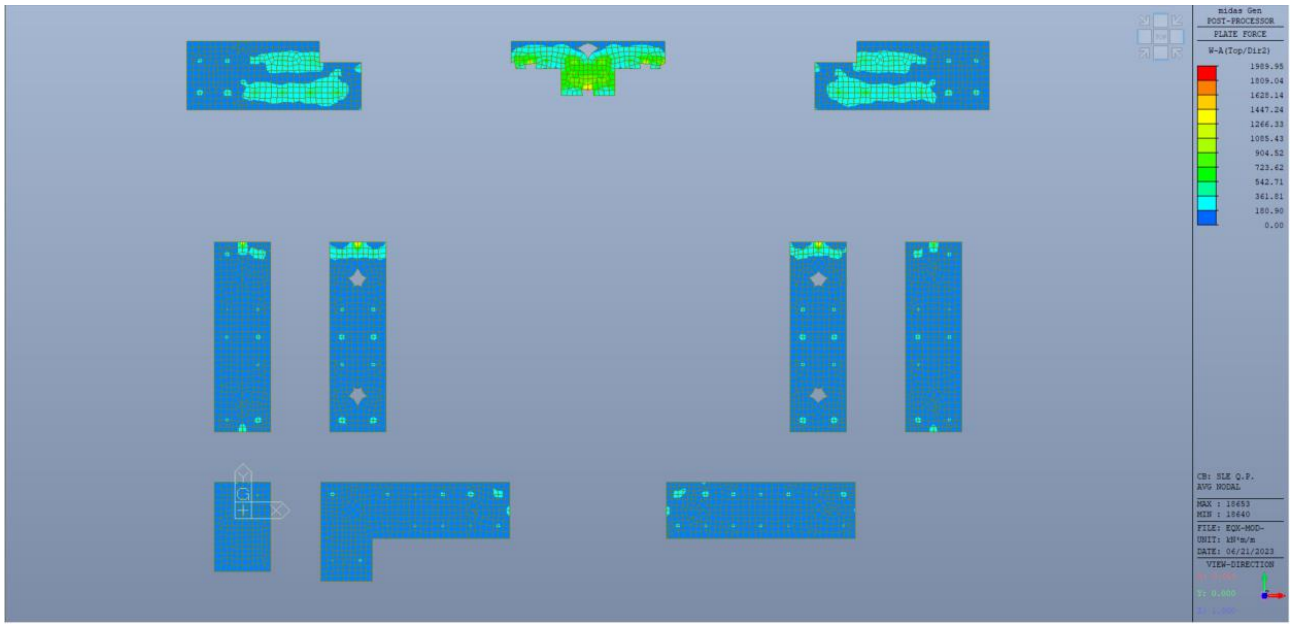


Figure 298 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Q.P. Combination

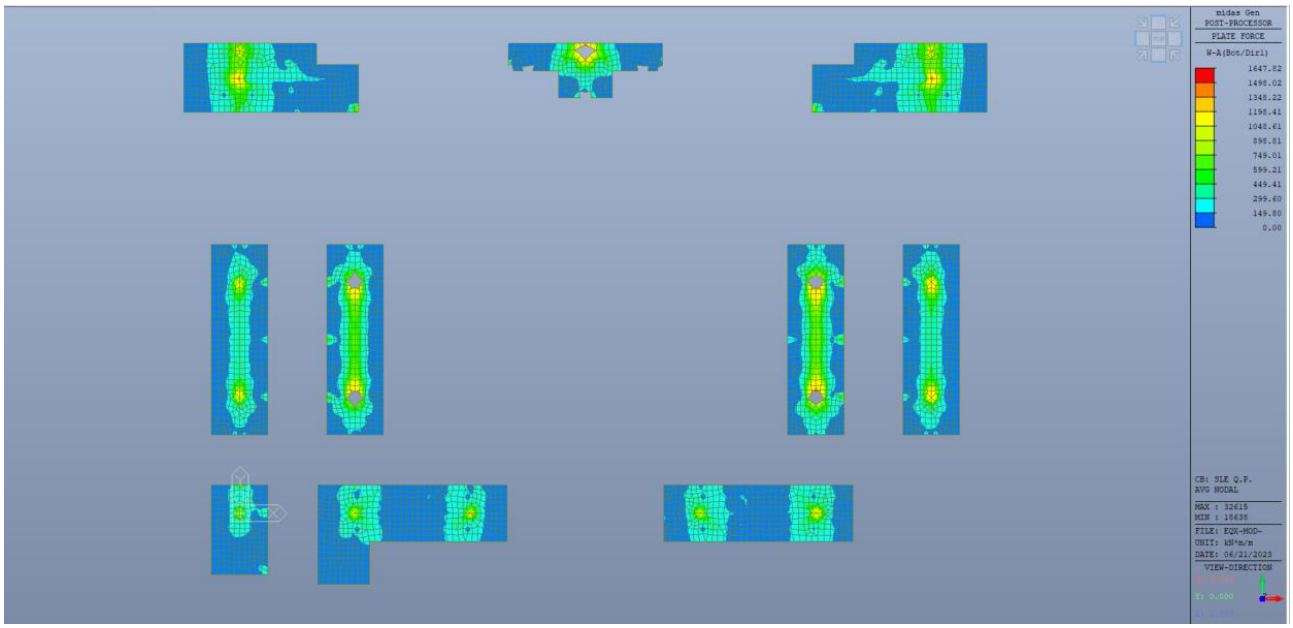


Figure 299 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Q.P. Combination

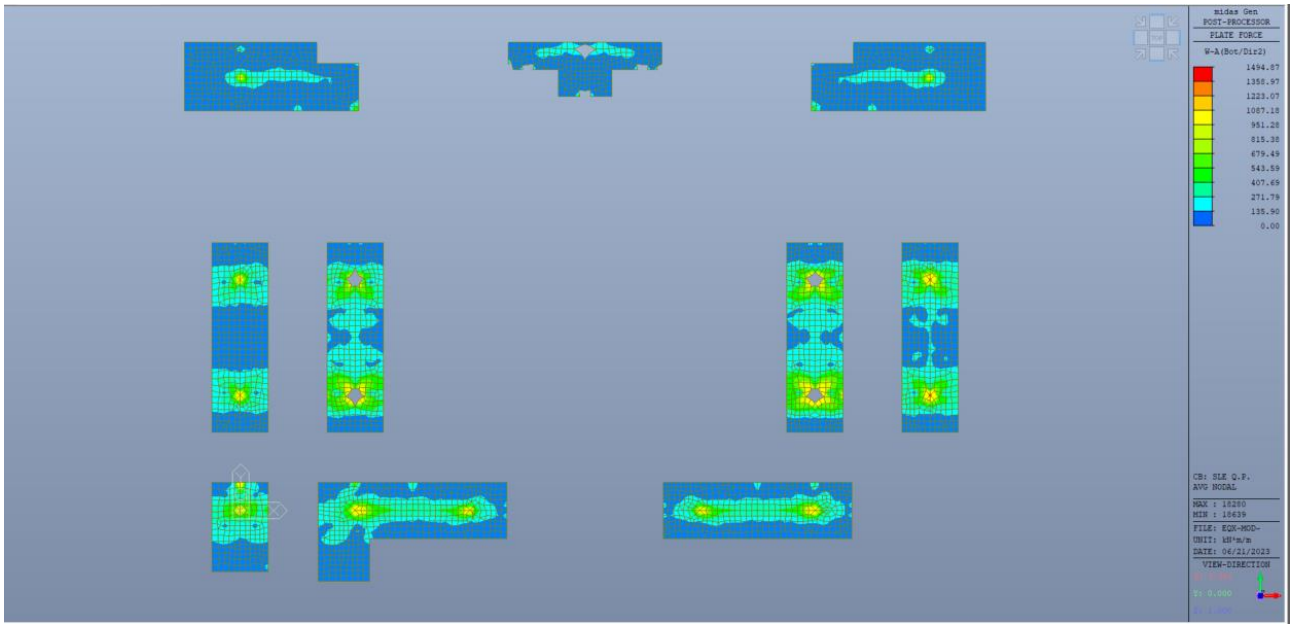


Figure 300 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for SLS Q.P. combination is equal to **1989.95 kNm/m** for the case “Top y direction”

SLS Envelop Frequent Combination

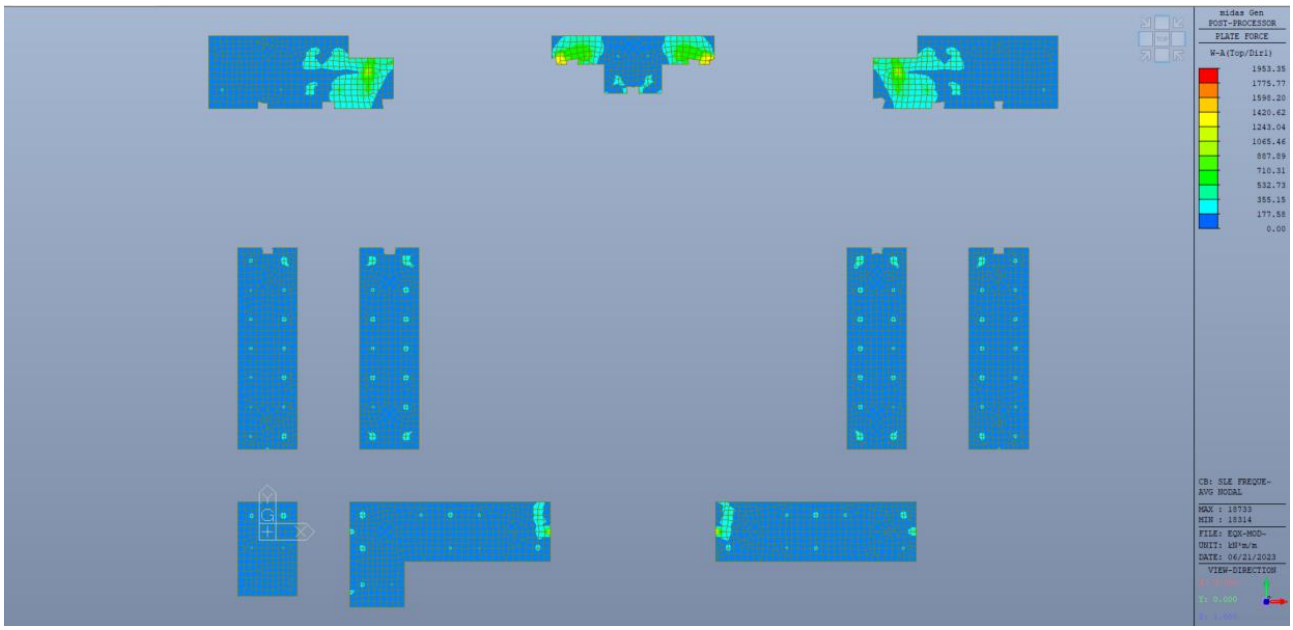


Figure 301 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Envelop Frequent Combination

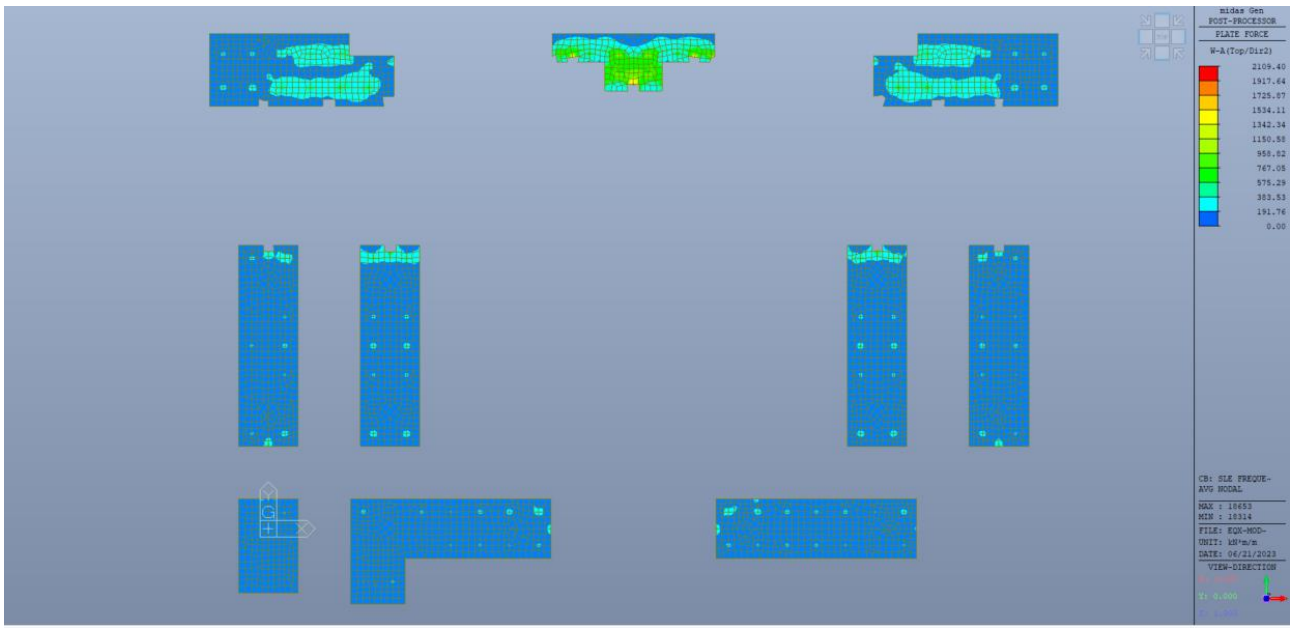


Figure 302 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Envelop Frequent Combination

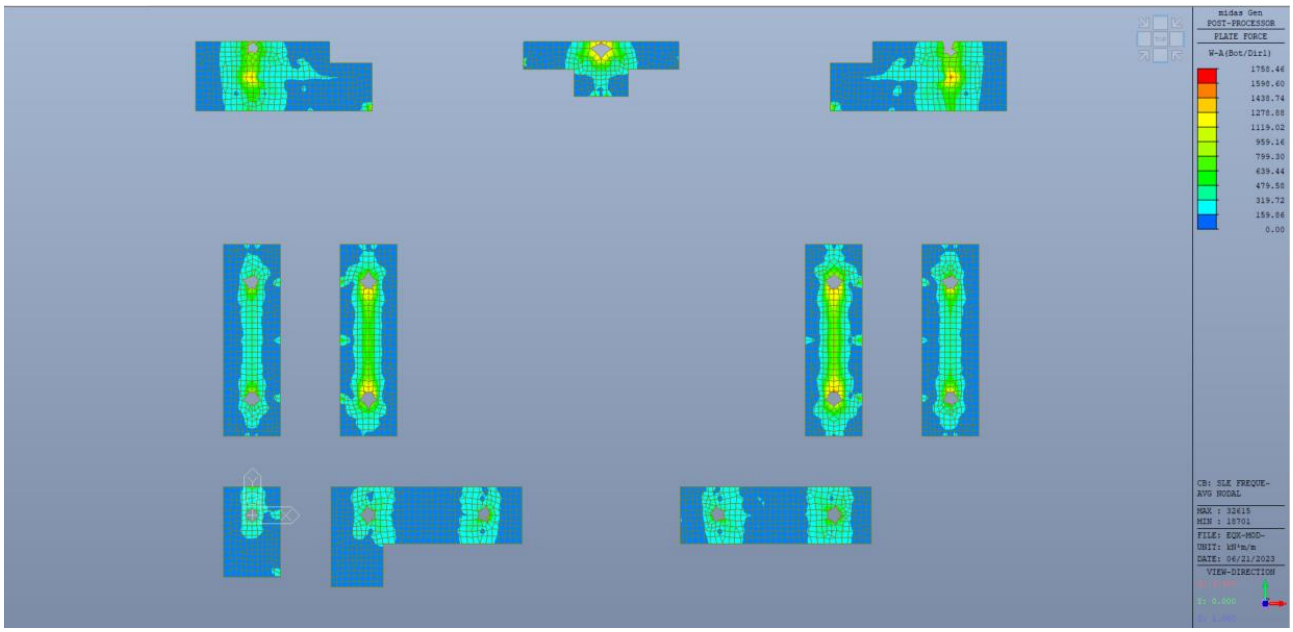


Figure 303 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Envelop Frequent Combination

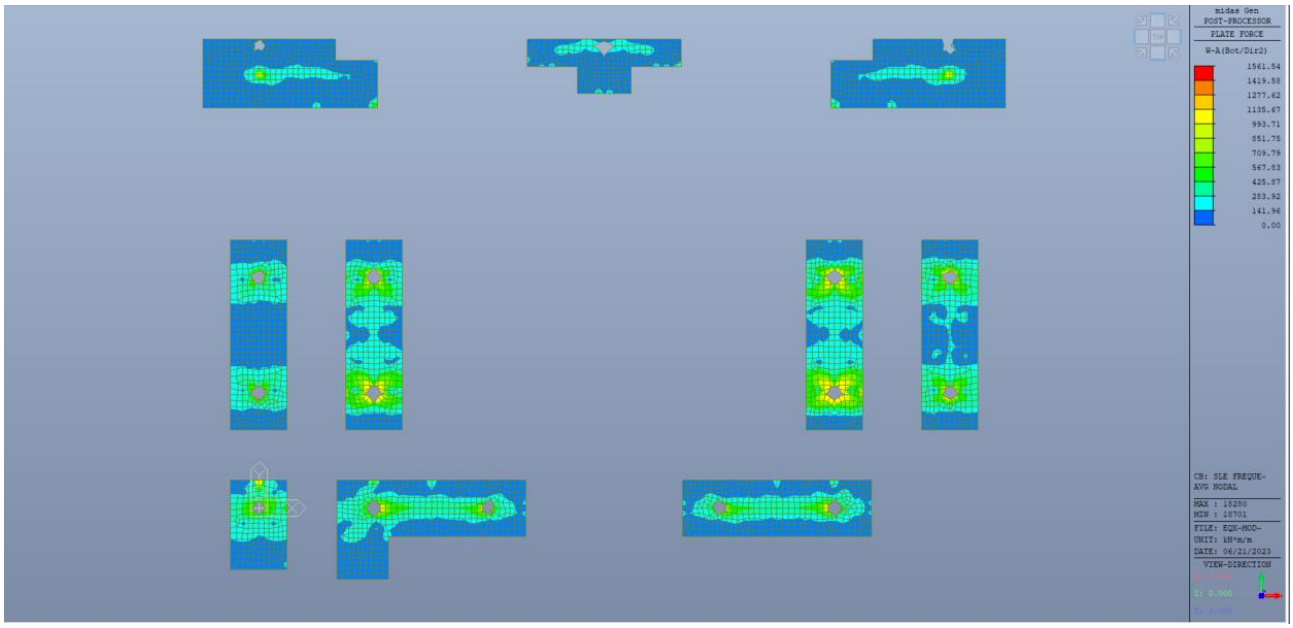


Figure 304 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for SLS combination is equal to **2109.60 kNm/m** for the case “Top y direction”.

SLS Envelop Rare Combination

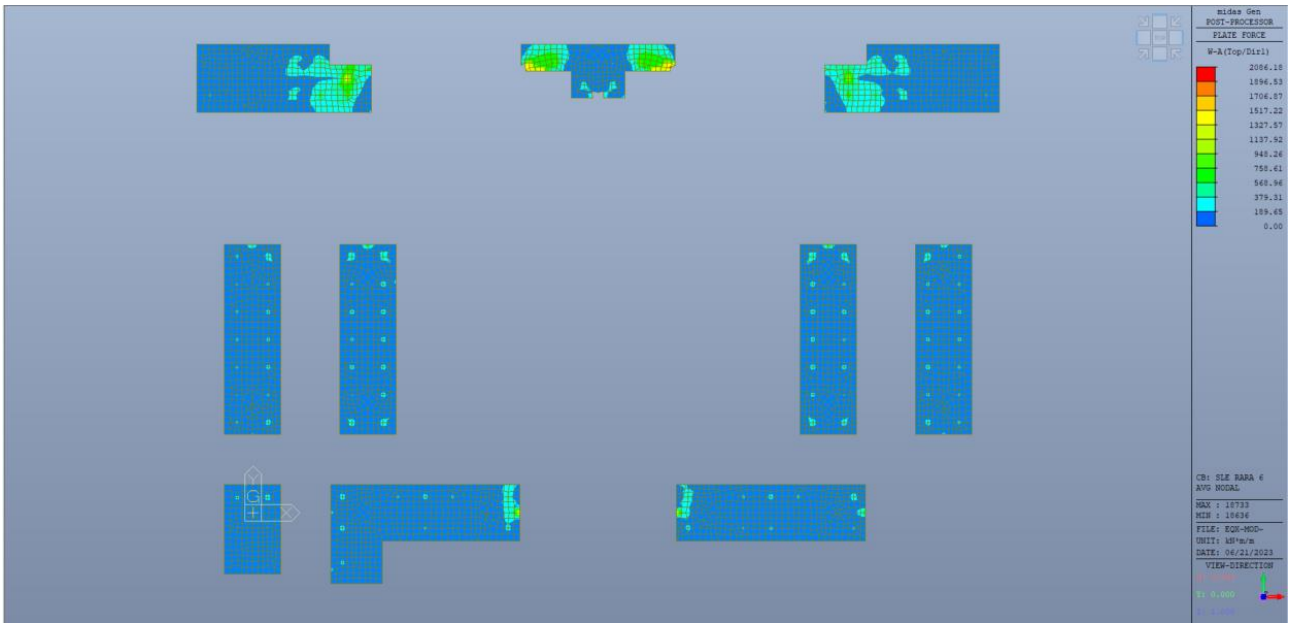


Figure 305 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Envelop Rare Combination

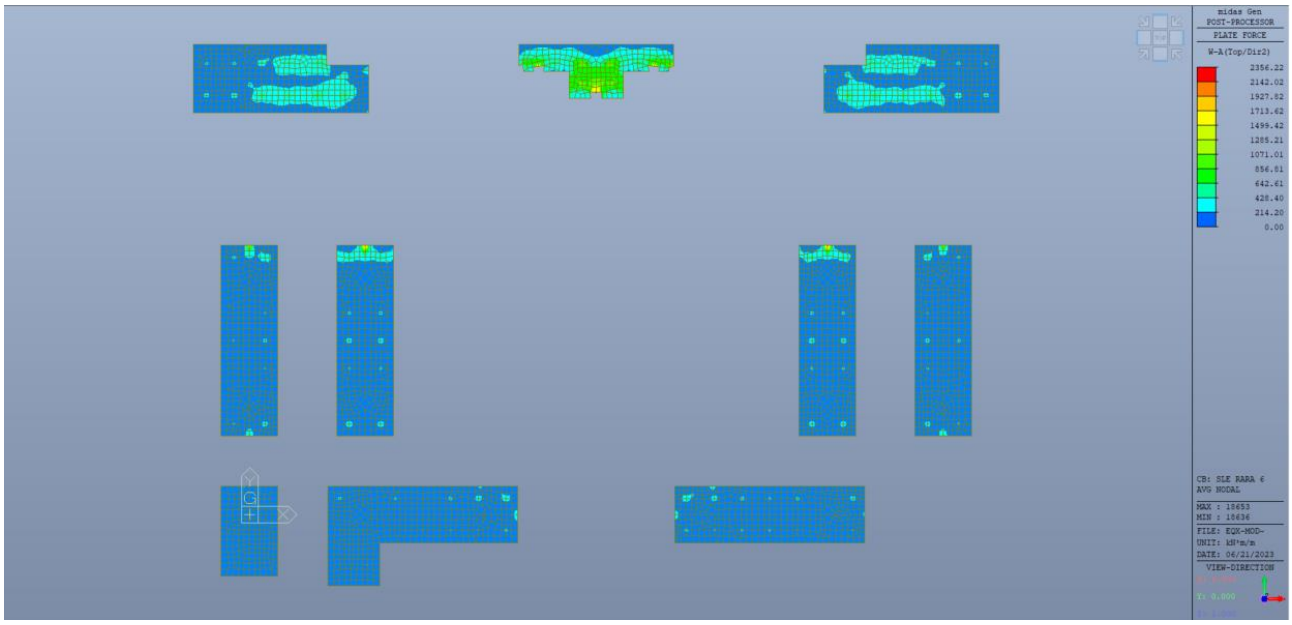


Figure 306 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

SLS Envelop Rare Combination

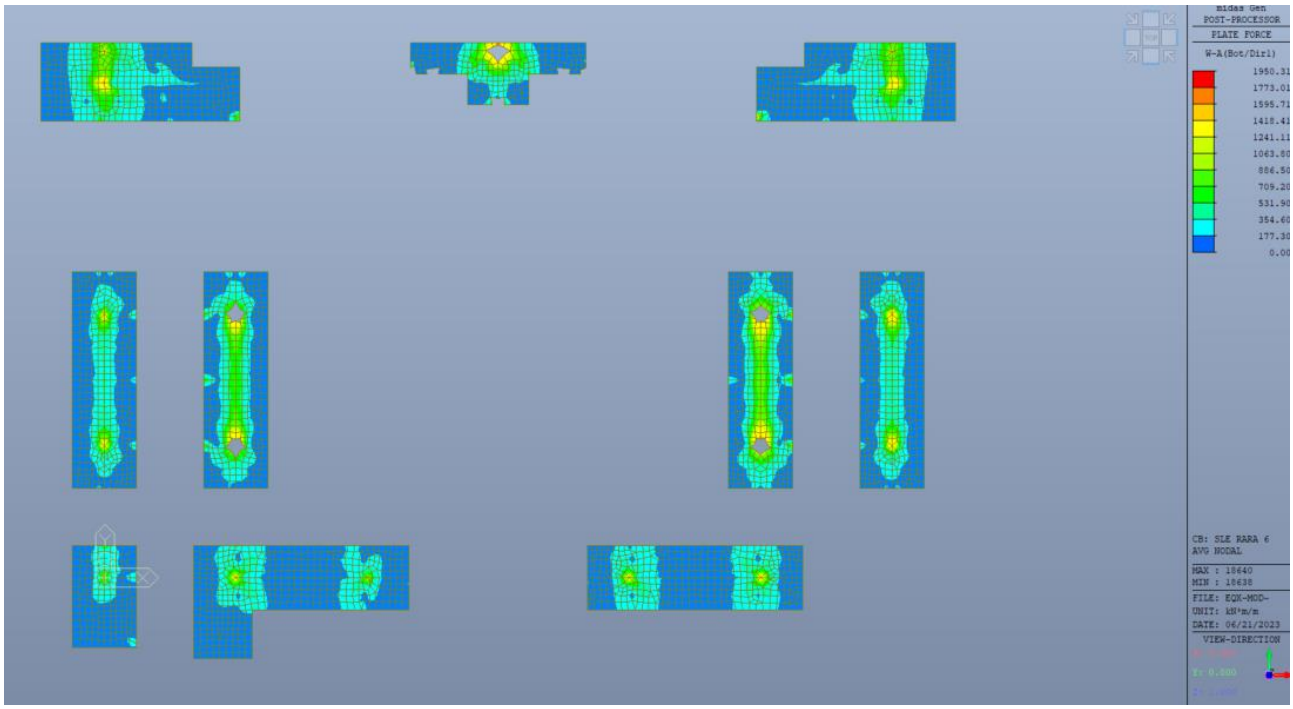


Figure 307 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

SLS Envelop Rare Combination

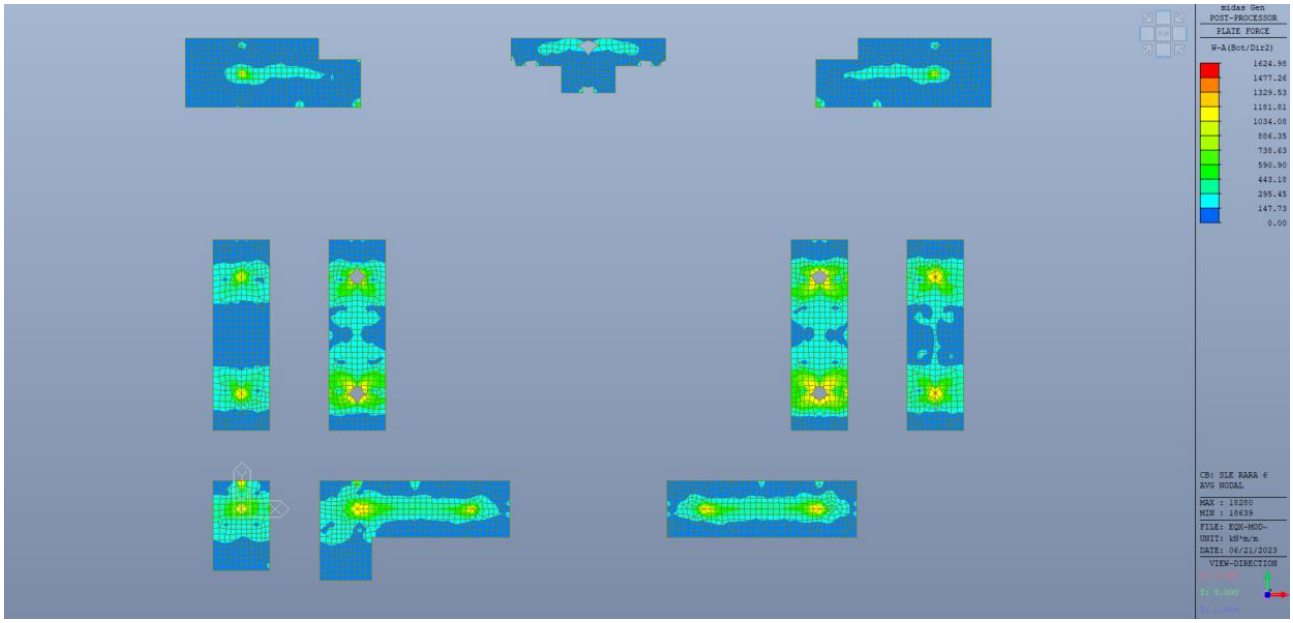


Figure 308 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for SLS Rare combination is equal to **2356.22 kNm/m** for the case “Top y direction”

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for SLS refers to the plinth shown in the image below.

Top y direction (Maximum Value)

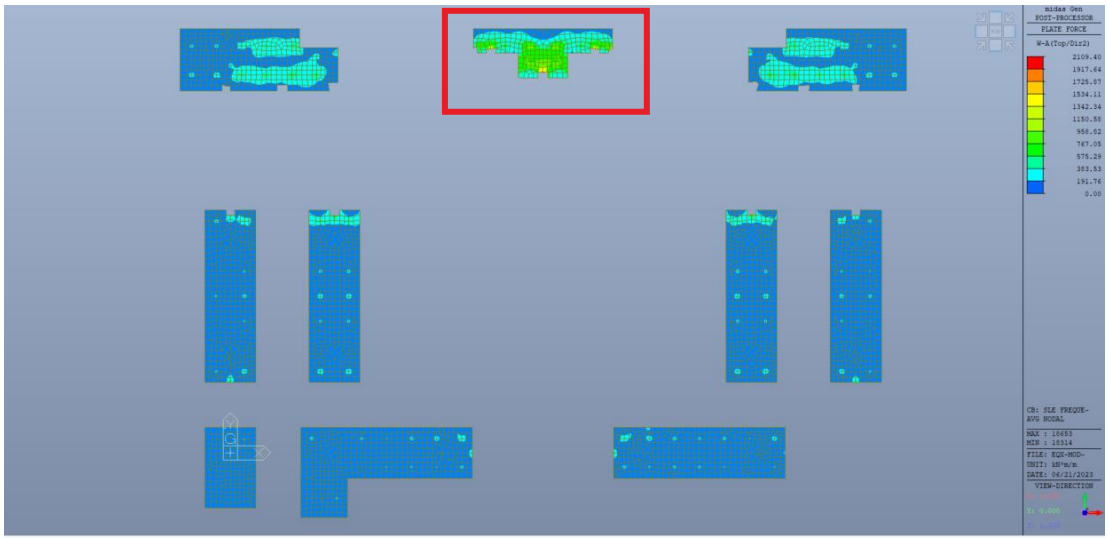


Figure 309 SLS Frequent Combination – Top y direction

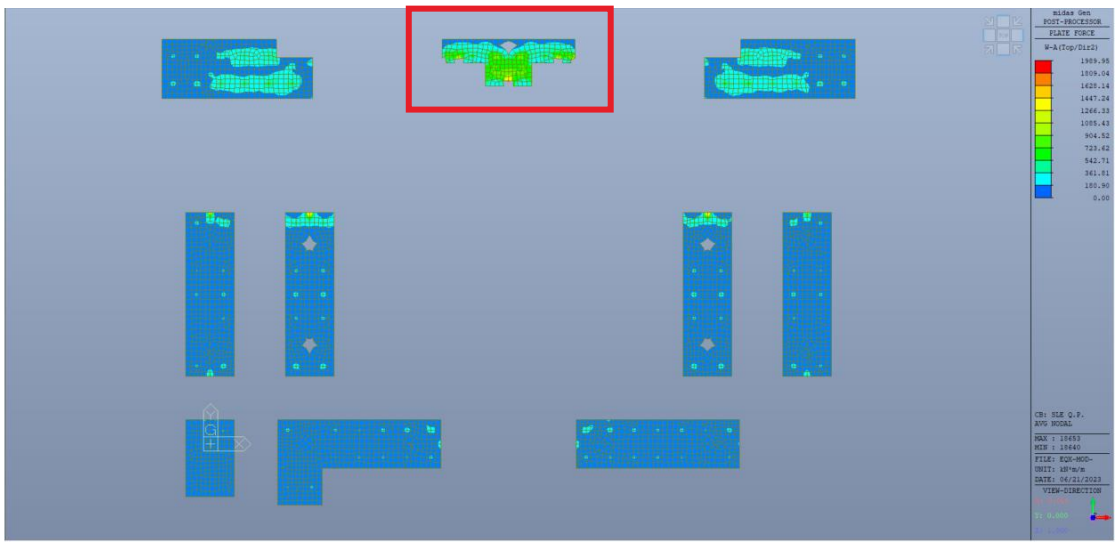


Figure 310 SLS Q.P Combination – Top y direction

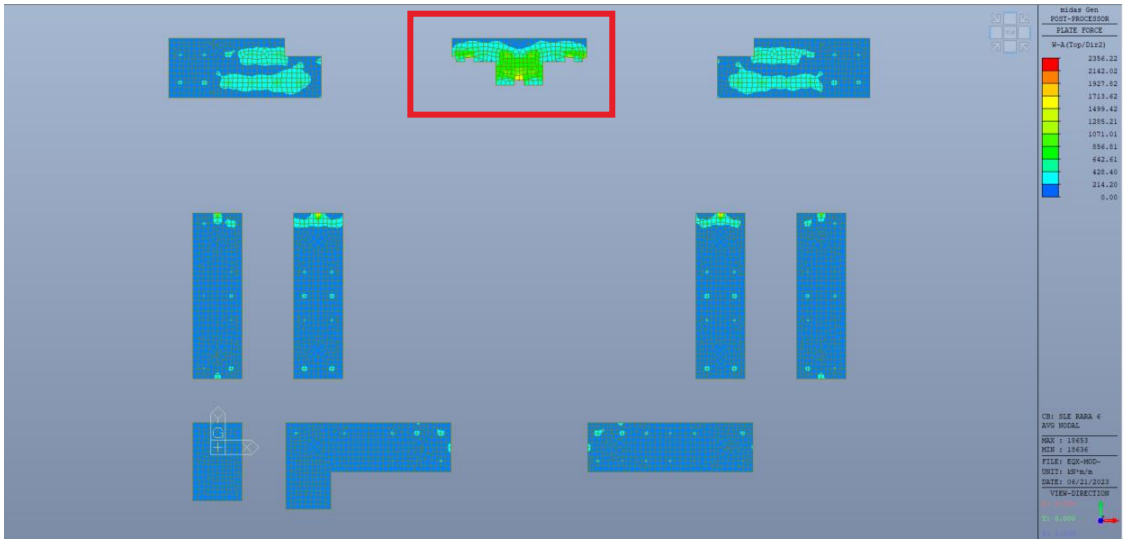


Figure 311 SLS Rare Envelop Combination – Top y direction

Crack check

- SLS Frequent combination: **2109.60 kNm/m**
- SLS Q.P. Combination: **1989.95 kNm/m**

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

	Comb. Frequente			Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	2110 kNm	MEd = 1990 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm	Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	=	30 mm	
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm	Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	=	30 mm	
altezza sezione	h	=	1800 mm	**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	1000 mm	**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	69 mm	XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}'	=	99 mm	
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	55 mm	ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}'	=	85 mm	

	Comb. Frequente			Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	=	0.3 mm	wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	=	0.6	kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	=	0.8	k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	=	0.5	k2 = 0.5
	k3	=	3.4	k3 = 3.4
	k4	=	0.425	k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	10	ϕ	26	(	5309 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	5	ϕ	20	(	1571 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ	20	(	1571 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(	0 mm²)

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	24 mm			ϕeq	= 24 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0327	=	3.27%	ρs,eff	= 0.0327	= 3.27%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0009	=	0.09%	ρ's	= 0.0009	= 0.09%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00			αe	= 20.99	
coefficiente di creep finale						φ(∞,t0)	= 2.5	

SEZIONE NON FESSURATA	Comb. Frequente			Comb. QP		
asse neutro	xi	=	914 mm	xi	=	946 mm
momento d'inerzia	Jci	=	5.147107E+11 mm4	Jci	=	5.98E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	3.7 MPa	σc1	=	3.1 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	19.7 MPa	σs1	=	53.8 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	1757 kNm	Mcr	=	2118 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA						
asse neutro	xif	=	332.403426 mm	xif	=	554 mm
momento d'inerzia	Jci	=	9.28E+10 mm4	Jci	=	2.62E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	7.6 MPa	σc1	=	4.2 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	189.8 MPa	σs2	=	186.4 MPa
deformazione media	εsm - εcm	=	0.00062	εsm - εcm	=	0.00062
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	=	453 mm	sr,max	=	453 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente

stato della sezione: Sezione fessurata

ampiezza delle fessure	wk	=	0.2799 mm	<	wlim	=	0.3 mm	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

ampiezza delle fessure

An infitiment of 5 Φ 20 would be sufficent. For simplicity's sake, it is possible to continue the upper reinforcement of the afferent beam in the plinth in question (9 Φ 26).

Tension check

- SLS Rare combination: **2356.22 kNm/m**
- SLS Q.P. Combination: **1989.95 kNm/m**

F.01 TENSIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Caratteristica	Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	= 2356 kNm	MEd = 1990 kNm
resistenza acciaio	fyd	= 391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	= 18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	= 45 mm	Fe 450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	= 45 mm	Rck 40 MPa
altezza sezione	h	= 1800 mm	ϕ staffe 12 mm
larghezza sezione	b	= 1000 mm	
profondità del baricentro delle armature tese	d*'	= 69 mm	
profondità del baricentro delle armature compressed	*''	= 67 mm	
durata del carico: breve durata			
tensione limite cls compresso	σc	= 19.2 MPa	σc = 14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	= 360 MPa	

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	10	ϕ 26	(6880 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	5	ϕ 20		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq	= 24 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	= 0.0398	= 3.98%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	= 0.0009	= 0.09%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	= 6.00	

SEZIONE NON FESSURATA		Comb. Caratterisitca	Comb. QP
asse neutro	xi	= 914.3 mm	xi = 914 mm
momento d'inerzia	Jci	= 5.206443E+11 mm4	Jci = 5.21E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 4.1 MPa	σc1 = 3.5 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	= 22.2 MPa	σs1 = 18.7 MPa
momento di fessurazione	Mcr	= 1777 kNm	Mcr = 1777 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA			
asse neutro	xif	= 333 mm	xif = 333 mm
momento d'inerzia	Jci	= 9.35E+10 mm4	Jci = 9.35E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 8.40 MPa	σc1 = 7.1 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	= 211.2 MPa	σs2 = 178.4 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 8.4 MPa	<	σc = 19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	= 211.2 MPa	<	σs = 360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 7.1 MPa	<	σc = 19.2 MPa	OK

An second layer of 5 Φ 20 would be sufficient. For simplicity's sake, it is possible to continue the upper reinforcement of the afferent beam in the plinth in question (9 Φ 26).

USL Envelop Combination

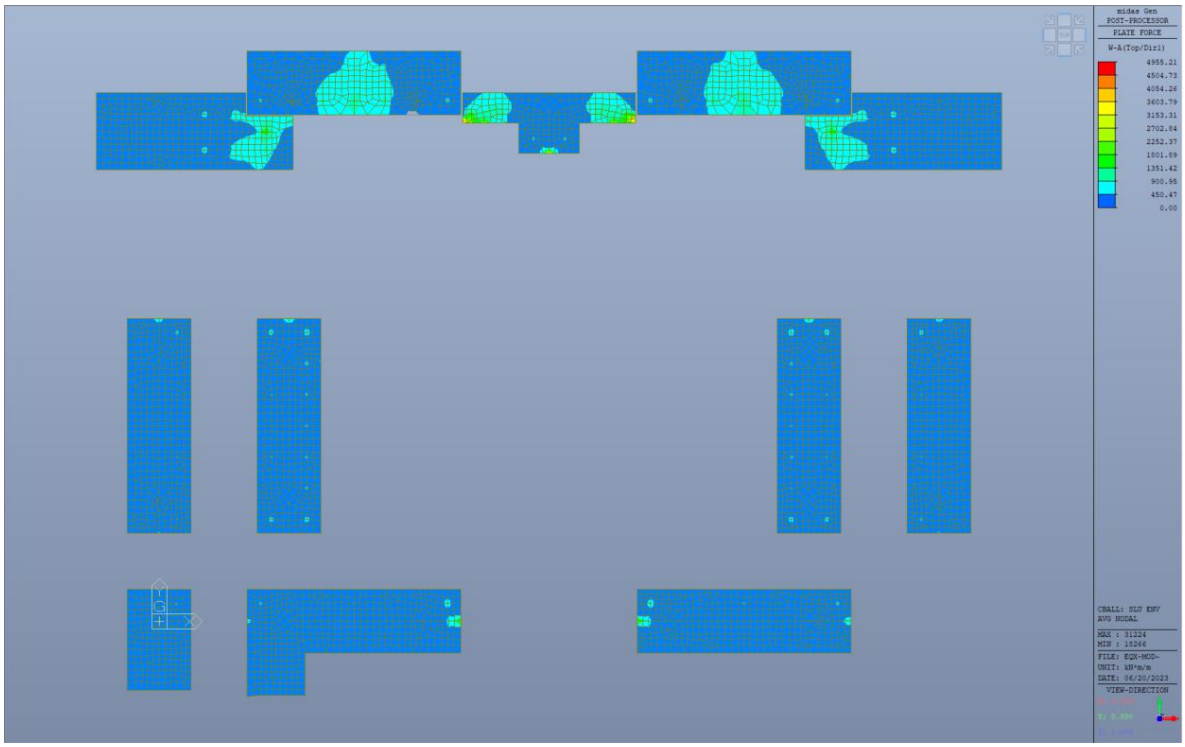


Figure 312 Top direction x (Bending Moment around y-axis)

Top Direction x

For the plinths shown in the image below it is necessary to use as top reinforcement Φ 26 space 20.

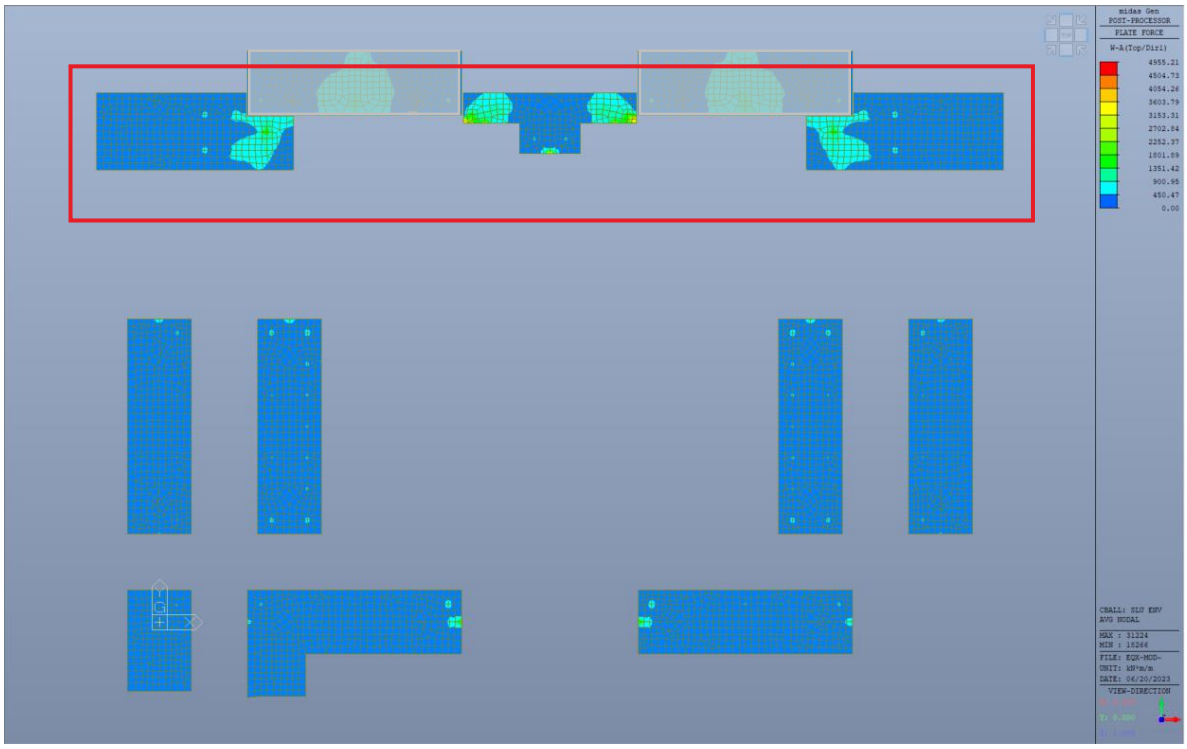


Figure 313 Plinths with higher bending stress

Inserting bars as top reinforcement in x direction Φ 26 space 20 cm, only the areas below is uncovered.

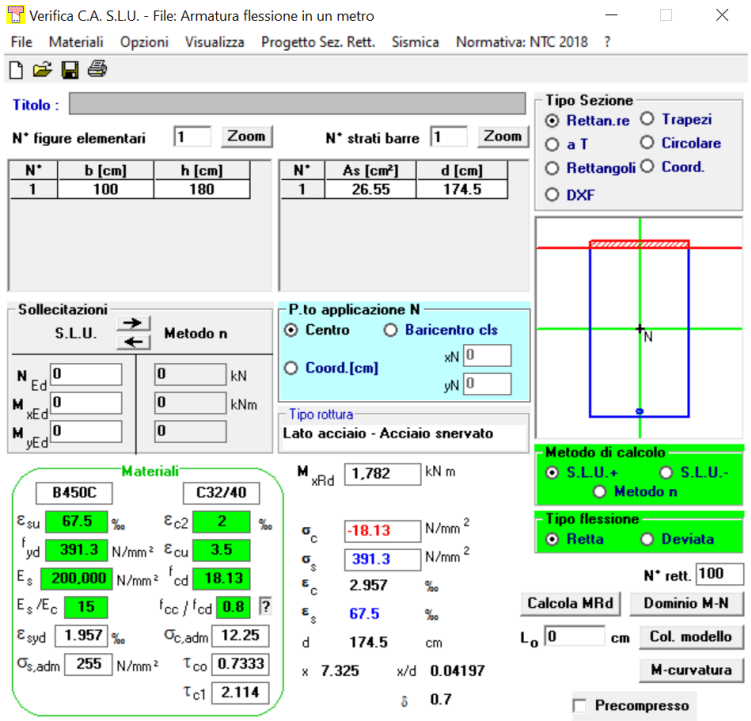


Figure 314 Bending moment check

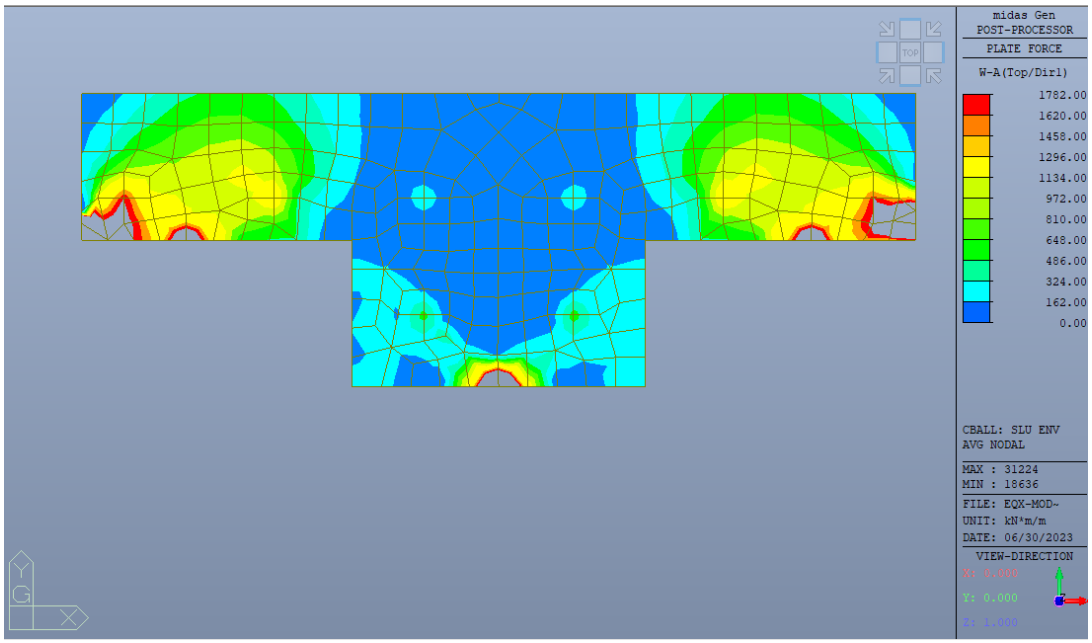


Figure 315 Plinth stresses

Therefore, only for this plinth it is necessary to provide as top x direction reinforcement Φ 26 space 10 cm

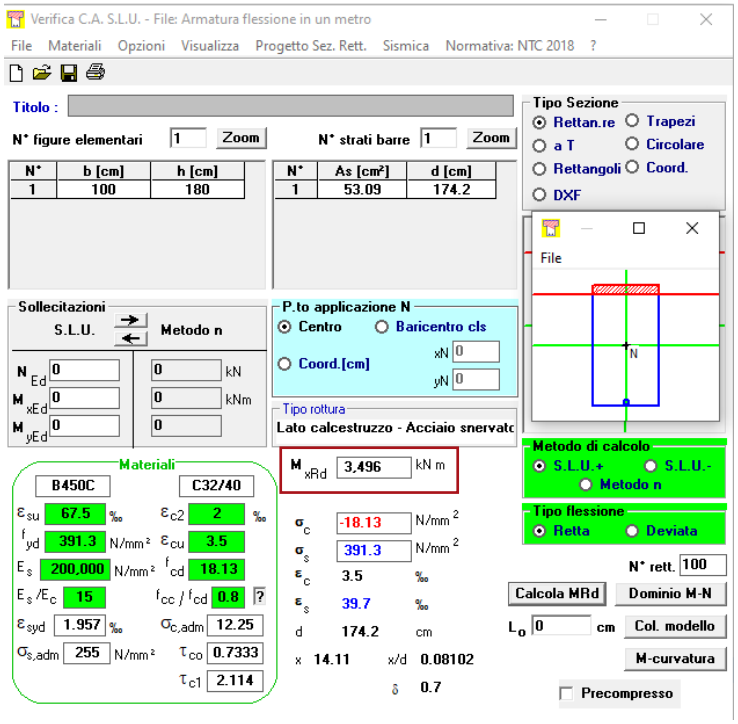


Figure 316 Bending moment check

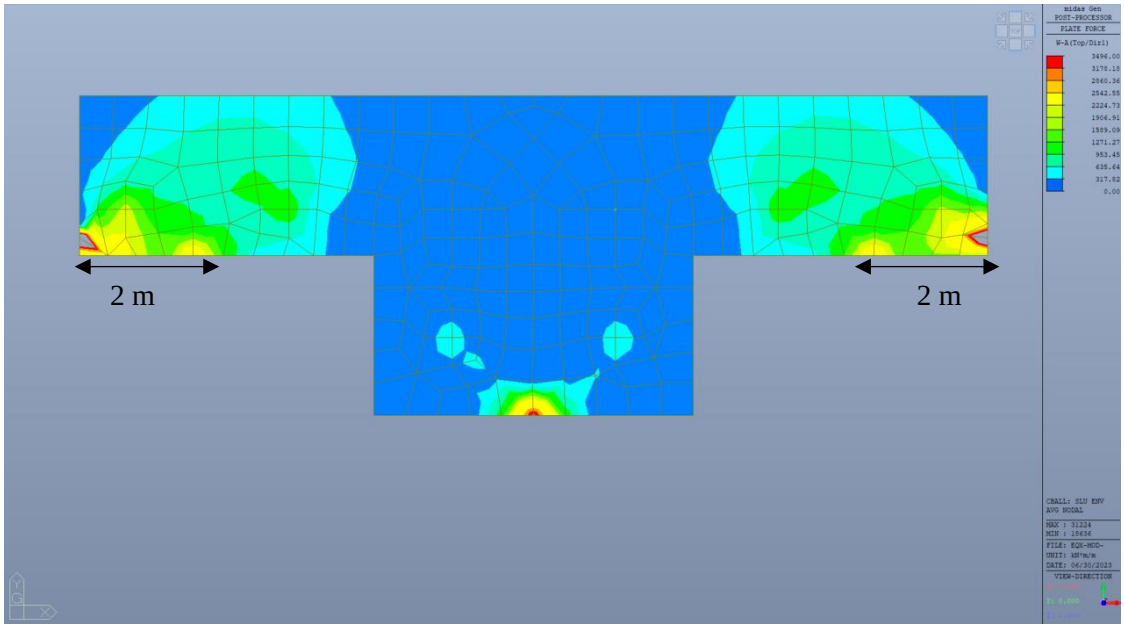


Figure 317 Plinth stresses

For the part circled in red, on the other hand, it is necessary it is necessary to ensure an infill and therefore to provide for a width of 90 cm Φ26 space 5 cm.

For other plinths, a smaller upper longitudinal reinforcement is required, i.e. Φ 20 space 20 cm.

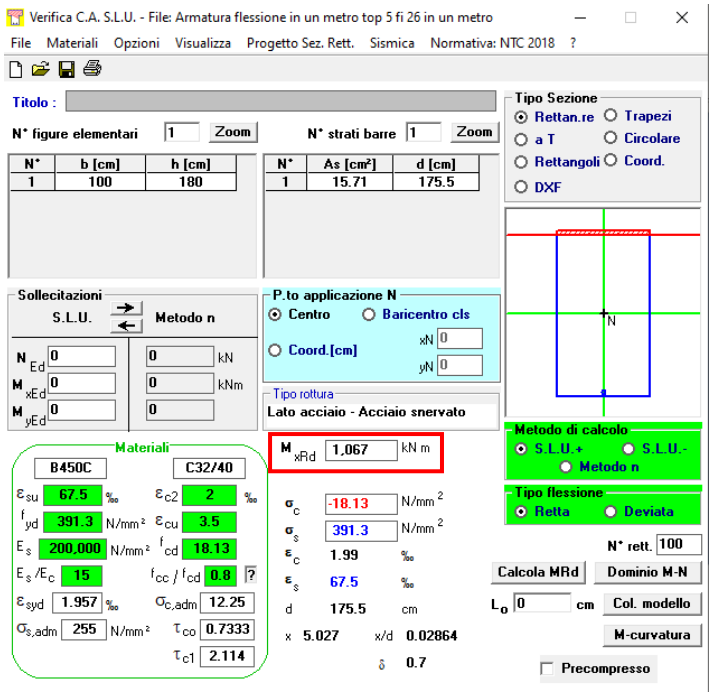


Figure 318 Bending moment check

All zones are therefore verified.

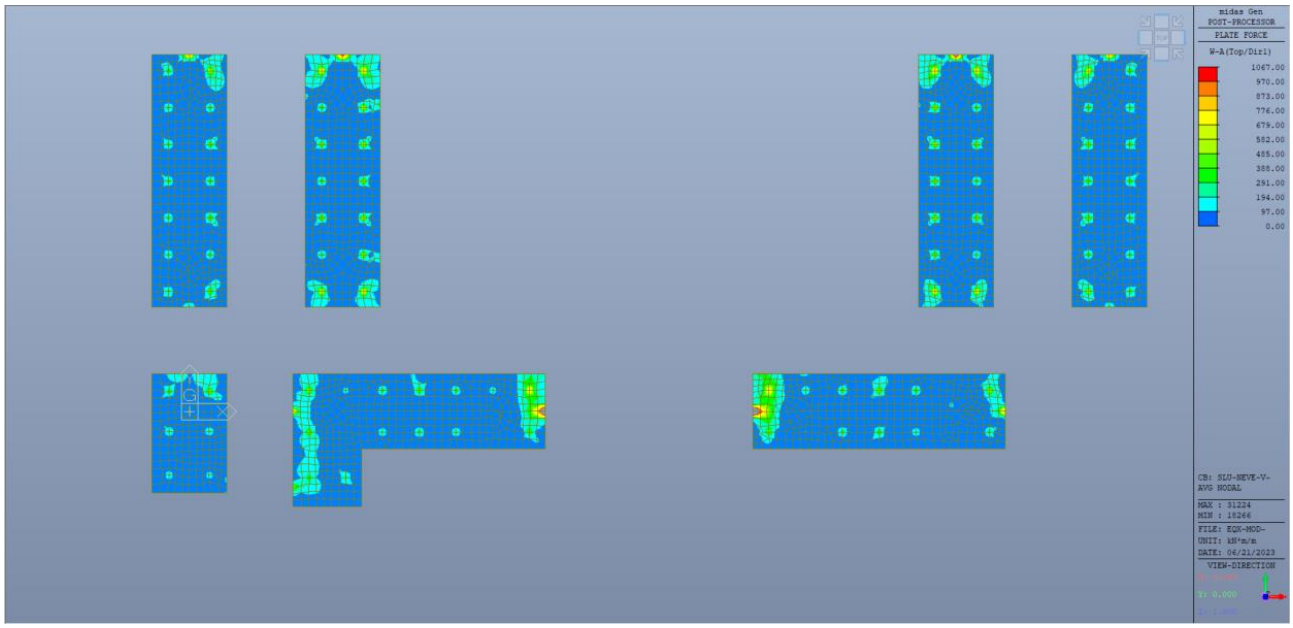


Figure 319 Bending moment check verified.

USL Envelop Combination

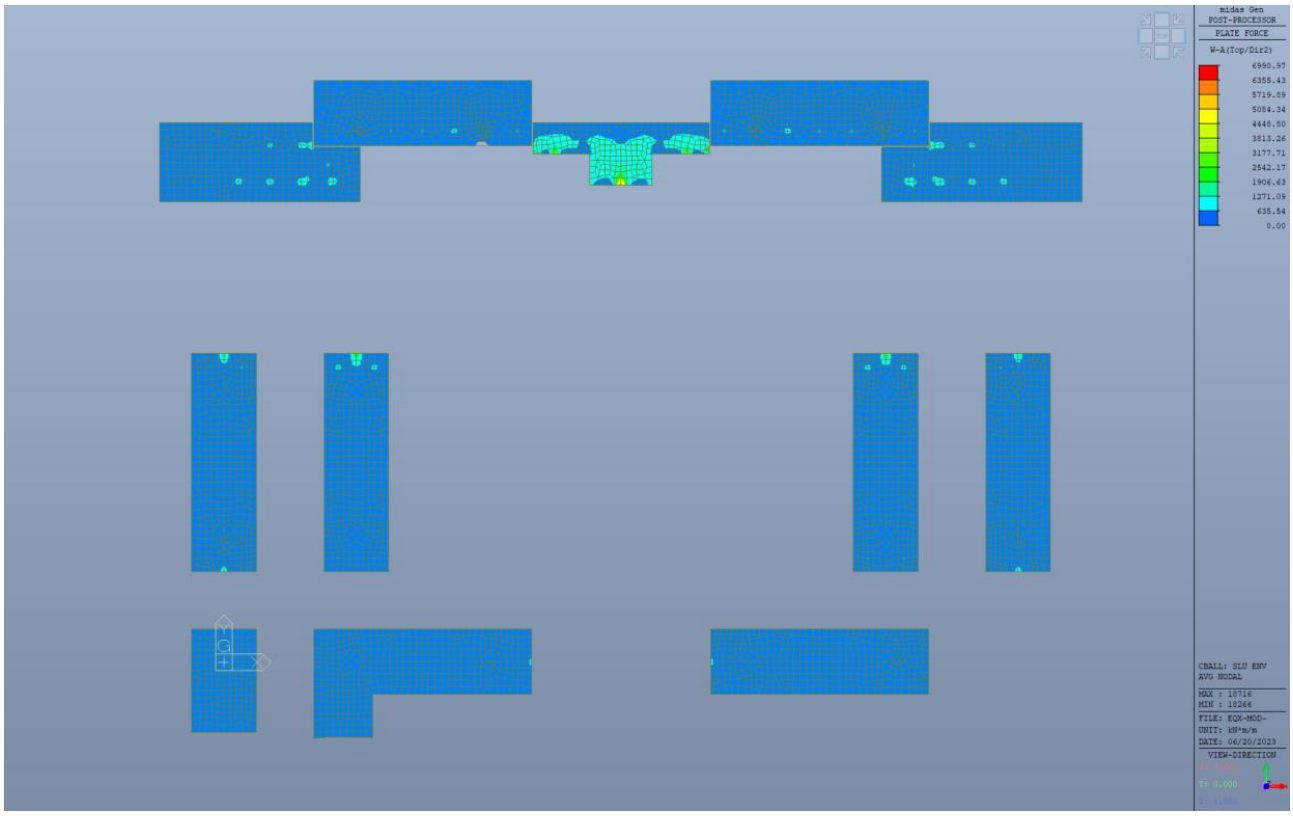


Figure 320 Top direction y (Bending Moment around x-axis)

For the most heavily loaded plinth, it is possible to prepare a base mesh in the x-direction consisting of Φ 26 space 10 cm.

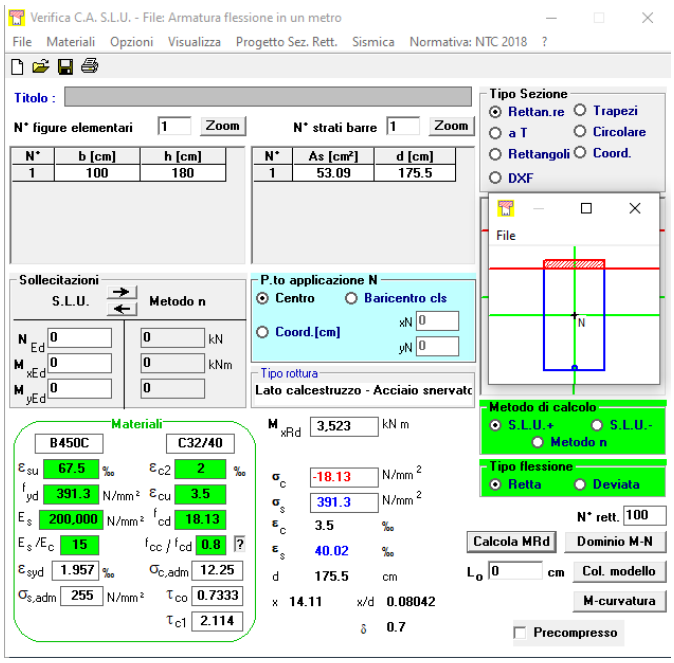


Figure 321 Bending moment check

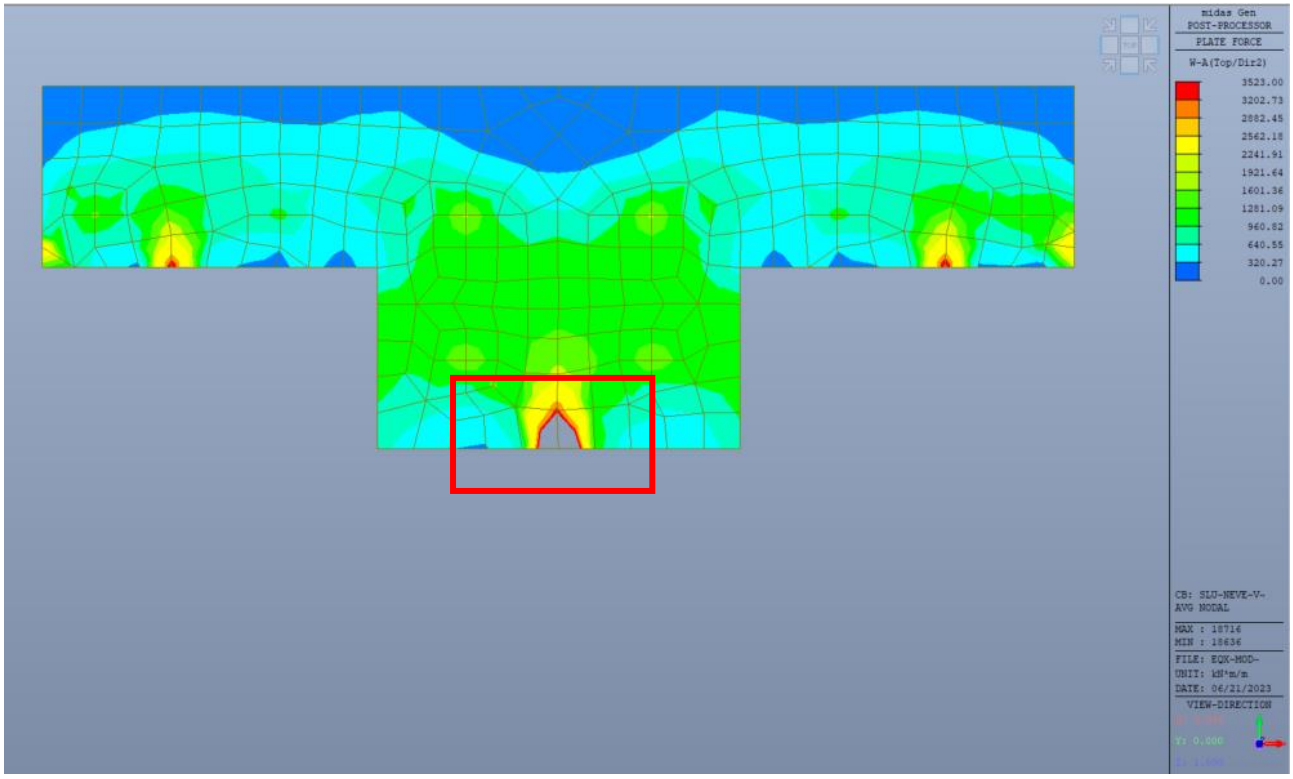


Figure 322 Top reinforcement position

For the part circled in red, on the other hand, it is necessary to extend the top reinforcement of the beam connected to it, i.e. the 80x180 beam consisting of 9fi26.

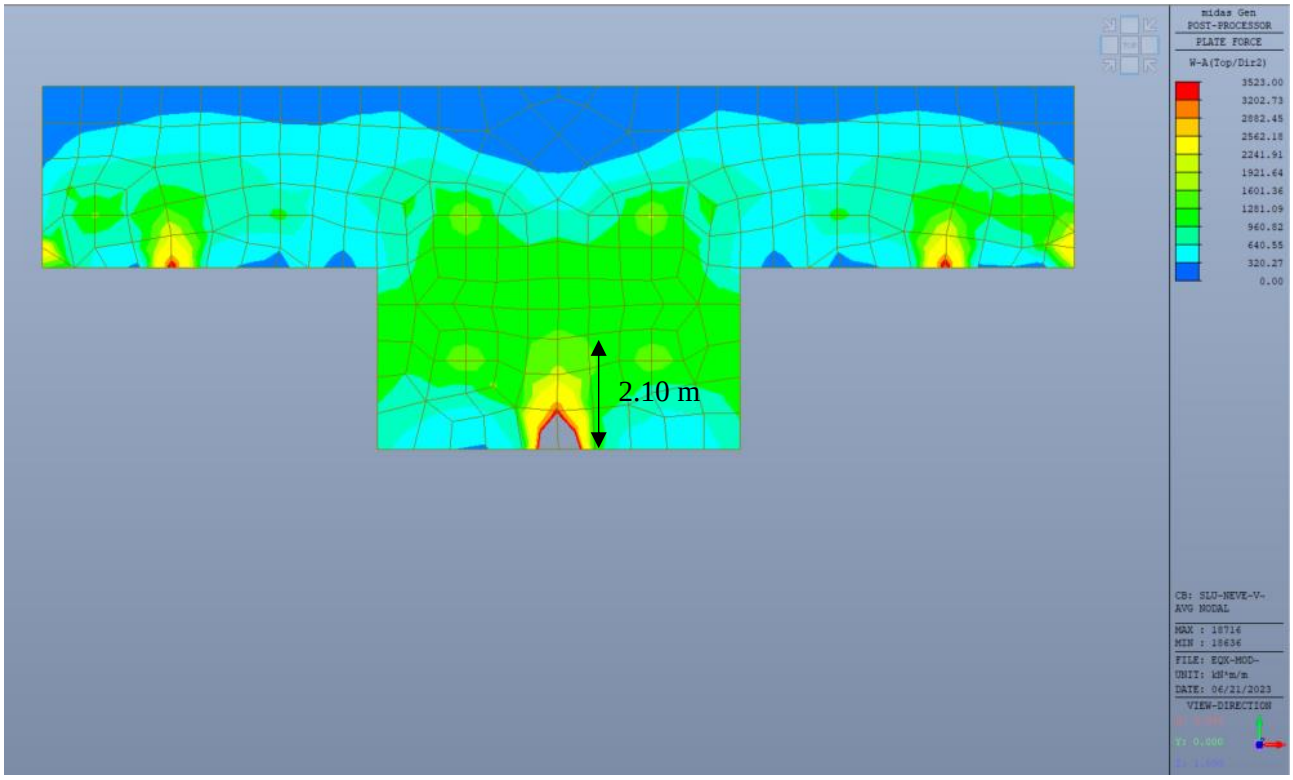


Figure 323 Plinth stresses

For the bending stress in the y-direction for the, for less stressed plinths, a reinforcement consisting of bars is envisaged Φ20 space 200 mm.

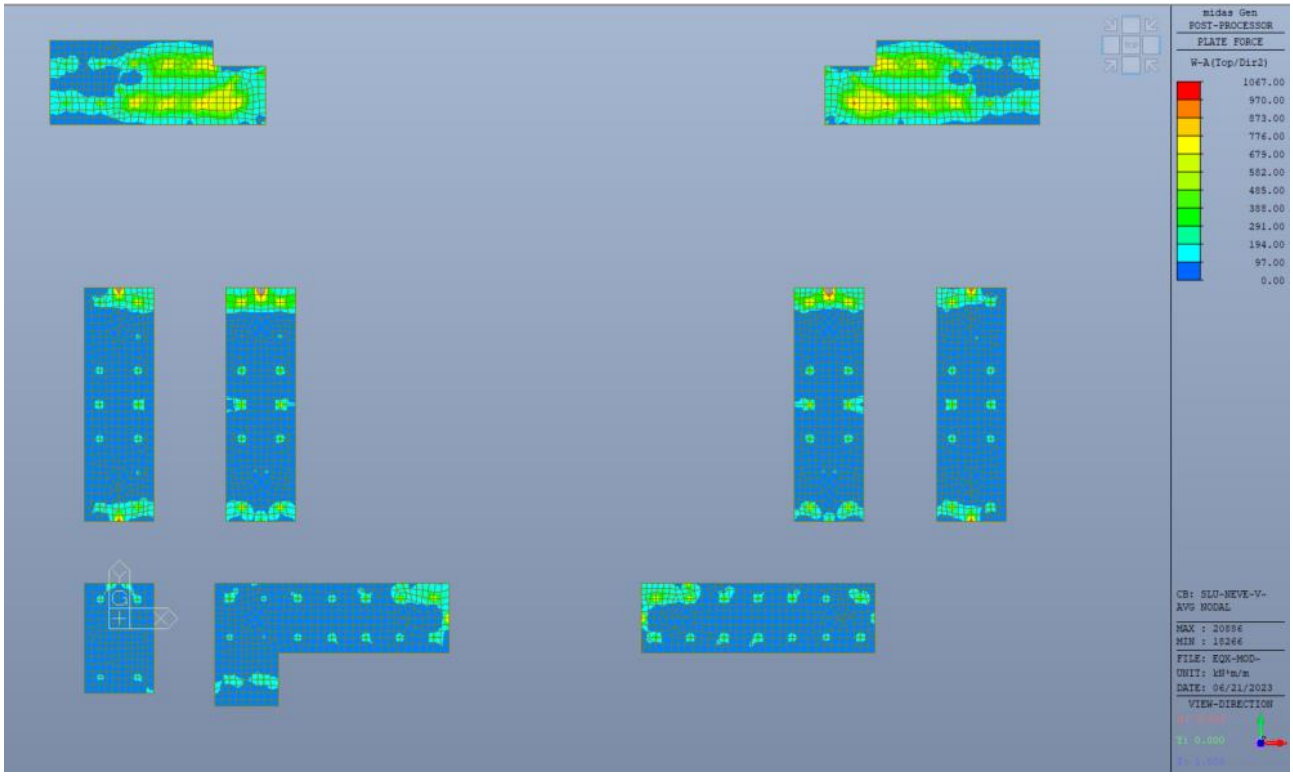


Figure 324 Bending moment check verified.

USL Envelop Combination

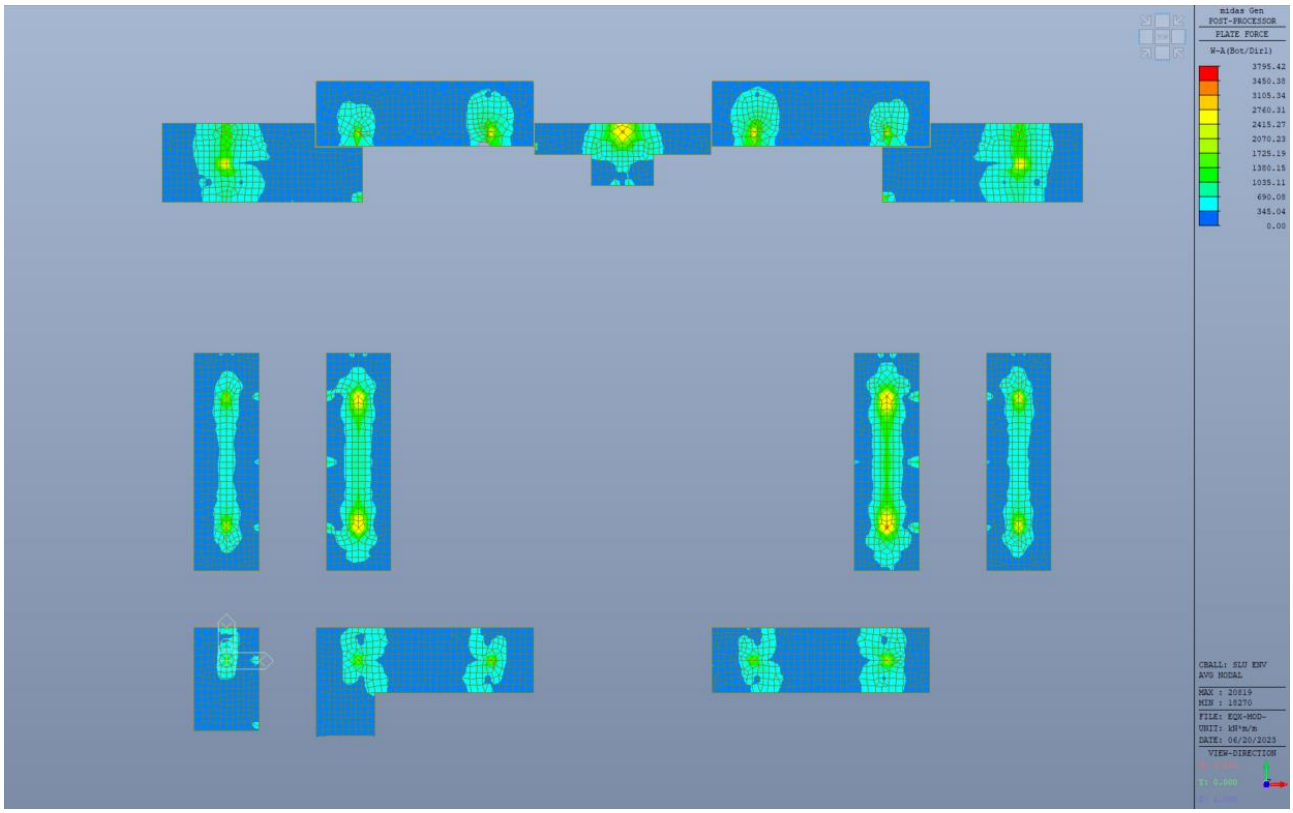


Figure 325 Bottom direction x (Bending Moment around y-axis)

USL Envelop Combination

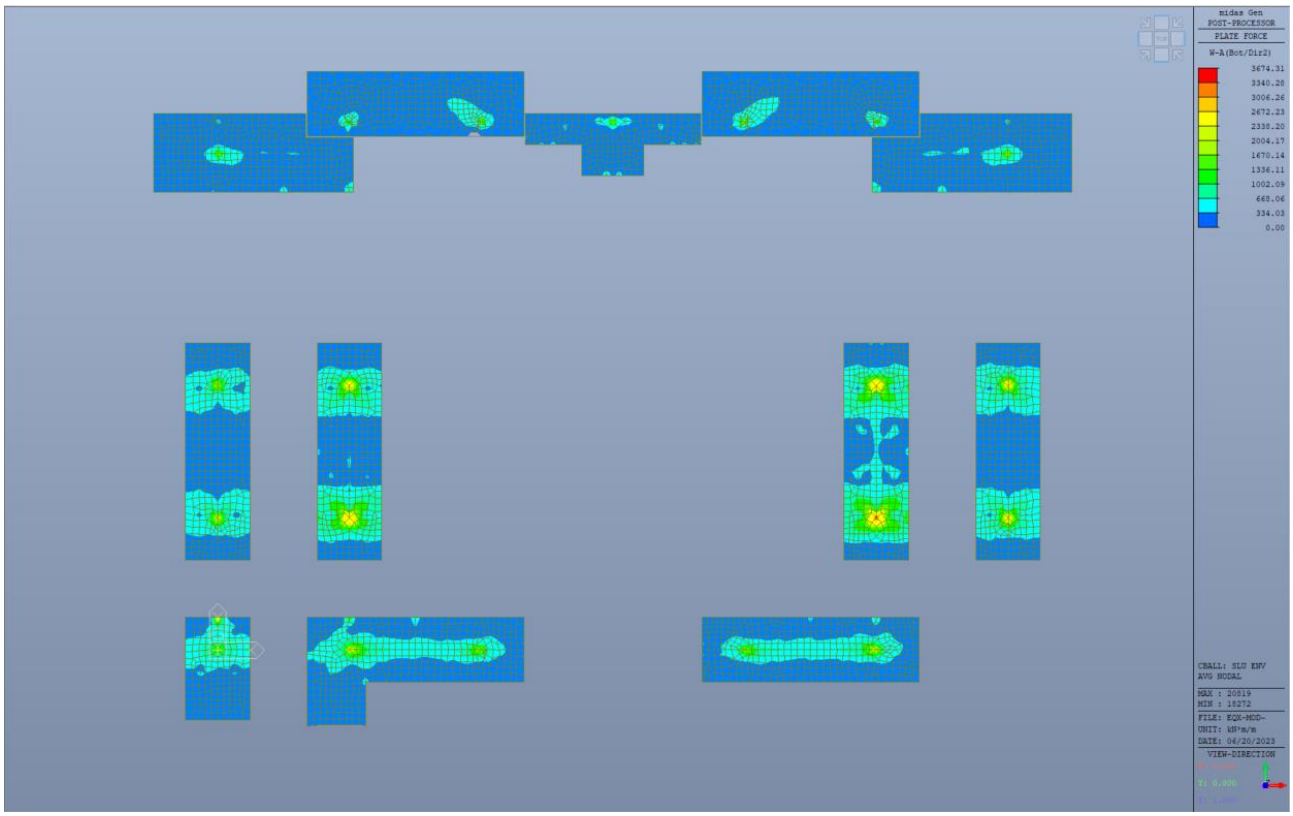


Figure 326 Bottom direction y (Bending Moment around x-axis)

The maximum value of bending moment at the top “Wood Armer Moment” for ULS combination is equal to **3745.42 kNm/m** for the case “Bottom x direction”.

The bottom reinforcement in both directions is calculated with the maximum value of bending bottom moment, therefore it is necessary to prepare Φ26 space 100 mm, to be arranged in one meter. The resistant moment is calculated below with a section of one meter.

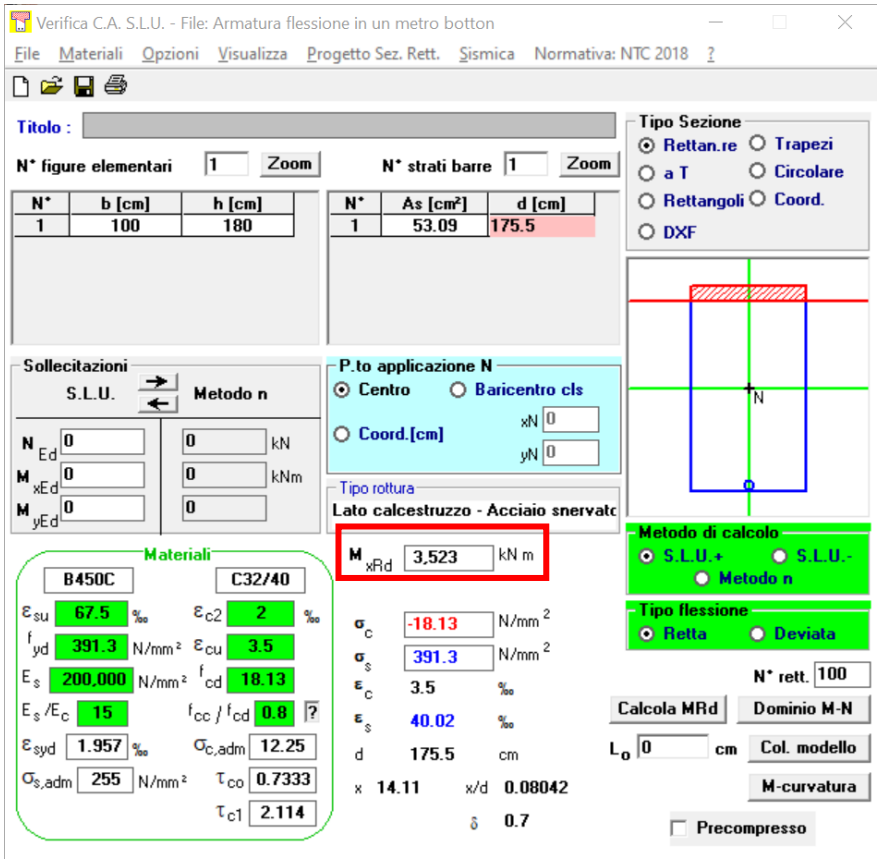


Figure 327 Bending moment check

The only area not covered is the one near the column in the middle of the pile caps. Since it is a point force, a peak is created in that area that can be overlooked. In fact, the uncovered area coincides with the column area, which is not a point.

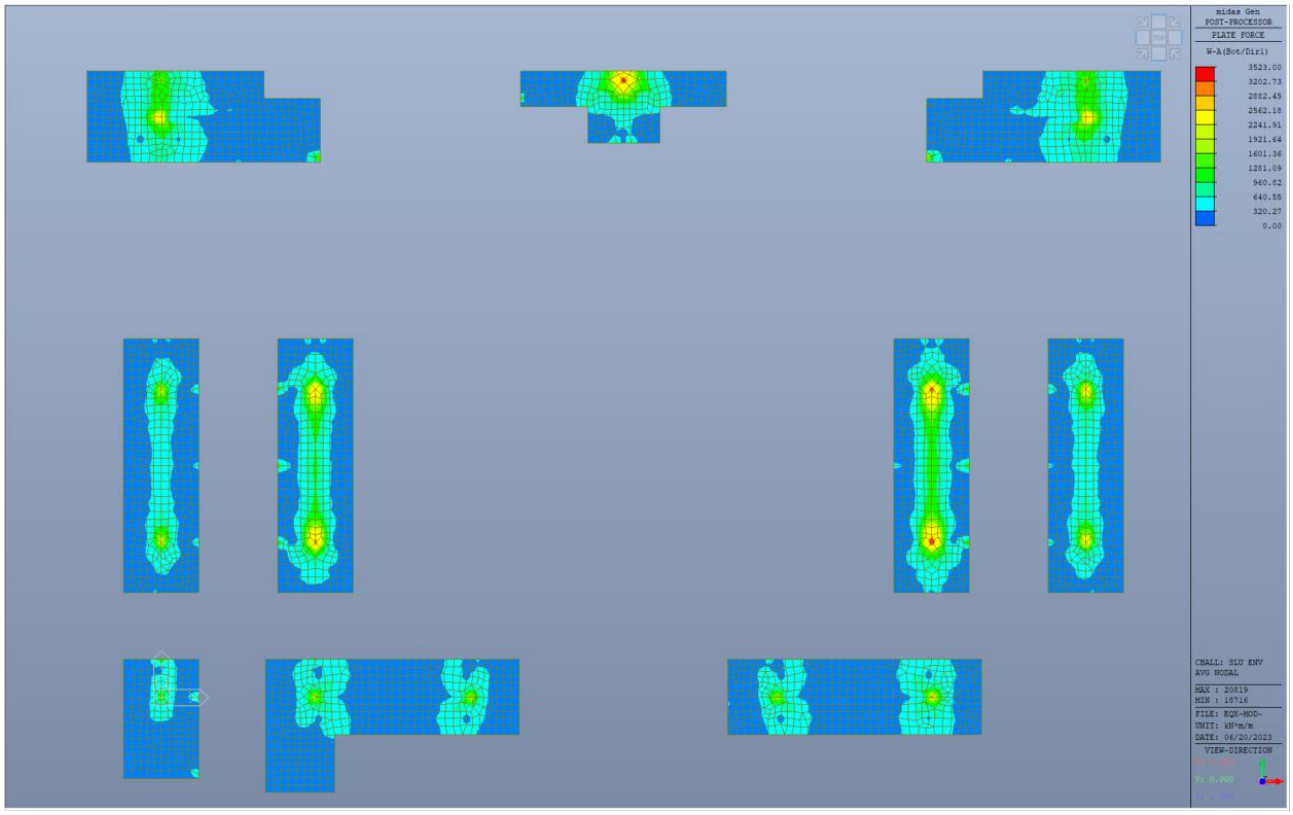


Figure 328 ULS Envelope Combination – Bending momento bottom x direction

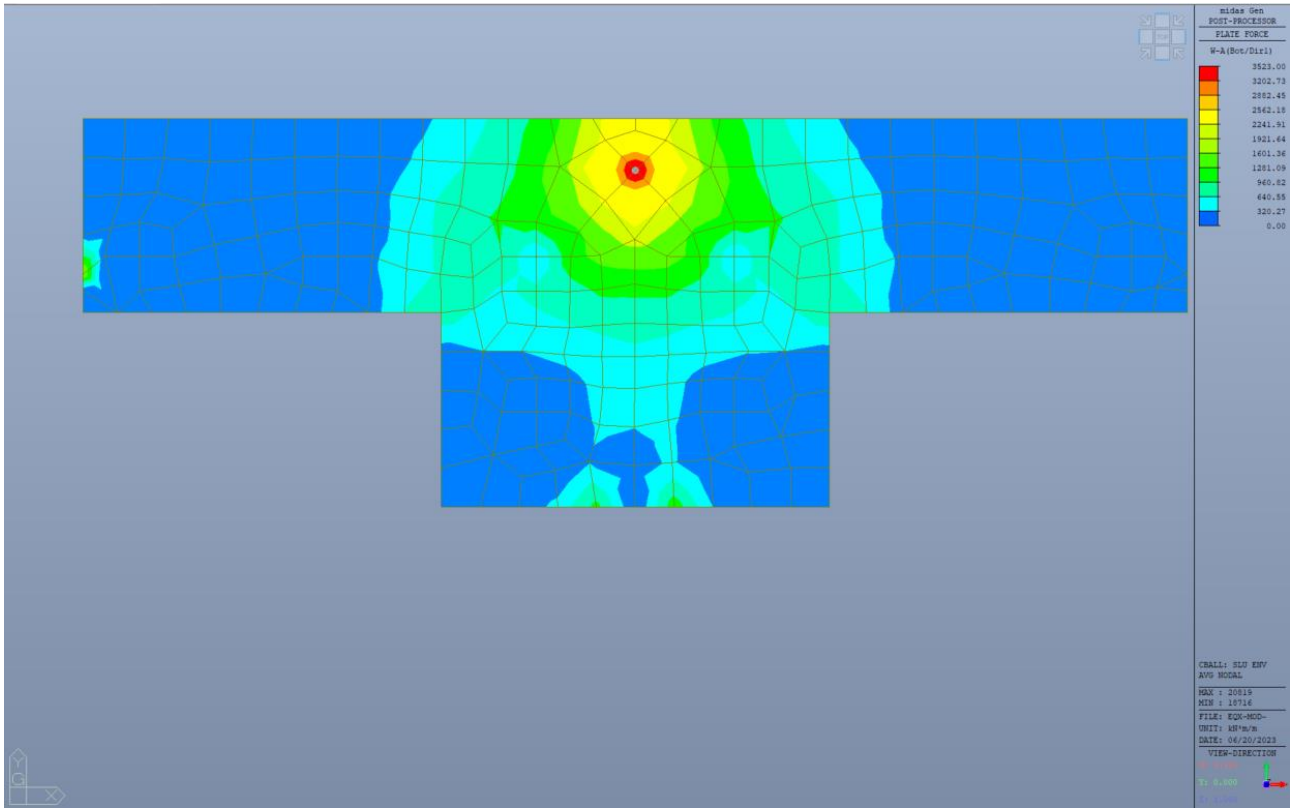


Figure 329 ULS Check with Φ26 space 100 mm

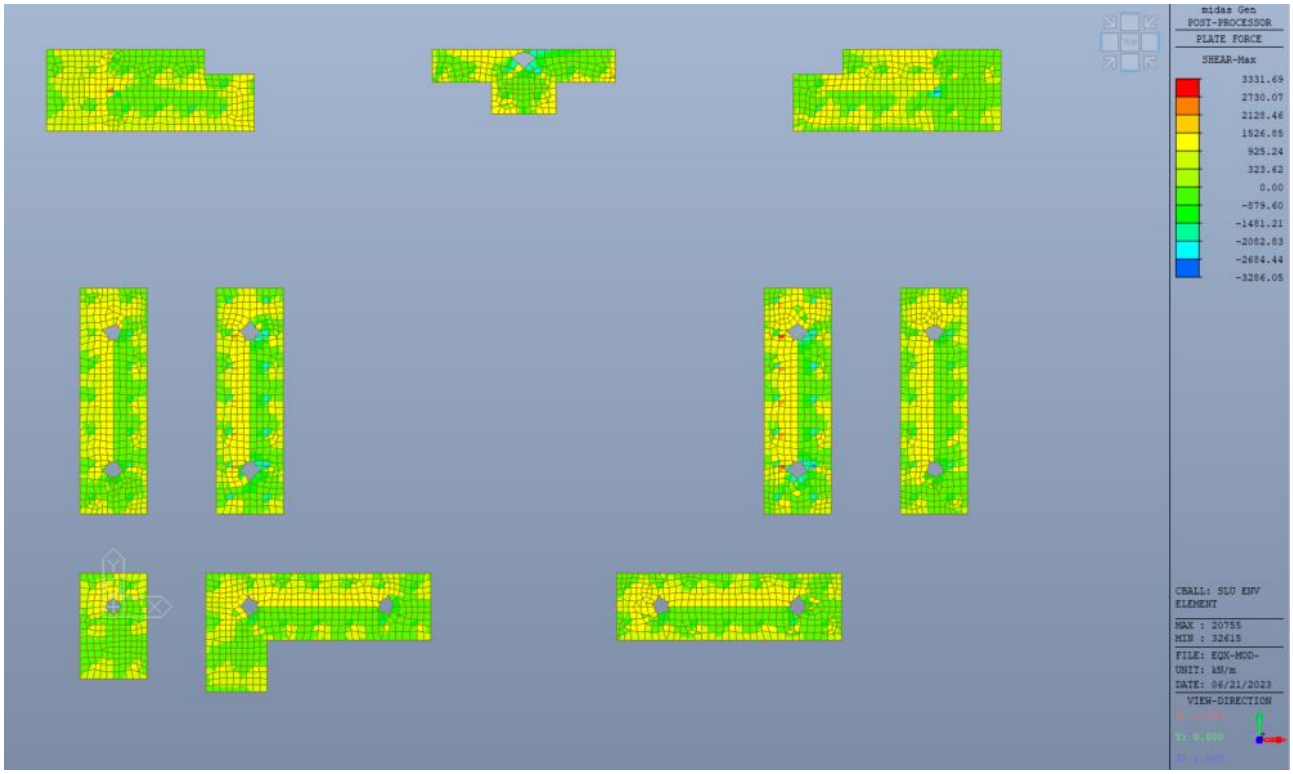


Figure 330 Shear check

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd	=	3332 kN	Materiali
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	Fe 450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.8 MPa	Rck 40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd	=	9.4 MPa	
altezza sezione	h	=	1800 mm	
copriferro arm. inferiore	c	=	45 mm	
altezza utile sezione per calcolo	d	=	1726 mm	
larghezza sezione	bw	=	1000 mm	
Coefficiente k	k	=	1.34	Tipo di elemento
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	=	0.003076	Trave rettangolare

barre longitudinali inferiori 1 (tese)	10	ϕ	26	5309	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0	ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	5	ϕ	20	1571	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0	ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	602 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	540 kN	(4.1.14)

Staffe 3 ϕ 16 / 200 mm

area dell'armatura trasversale	Asw	=	603.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw	=	3016 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw	=	0.1255	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α	=	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone	Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)			
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd	=	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc	=	1.00	

1.
Verifica a taglio-trazione

2. Resistenza a taglio trazione VRsd = 4583.1 kN (4.1.18)

Verifica a taglio-compressione

Resistenz a taglio-compressione VRcd = 5038.7 kN (4.1.19)

Taglio Resistente Vrd = 4583 kN > 3332 kN OK

10.10.1.3 Punching shear check

The punching shear check is performed for the columns and for the piles. For the first case is considered the most heavily loaded central column and the most heavily loaded lateral column.

On the other hand, in order to evaluate the puncturing of the piles, the most onerous case was considered, i.e. a global model was built with the foundations in which the vertical displacement constraints were included. In this way, the reaction can be maximised.

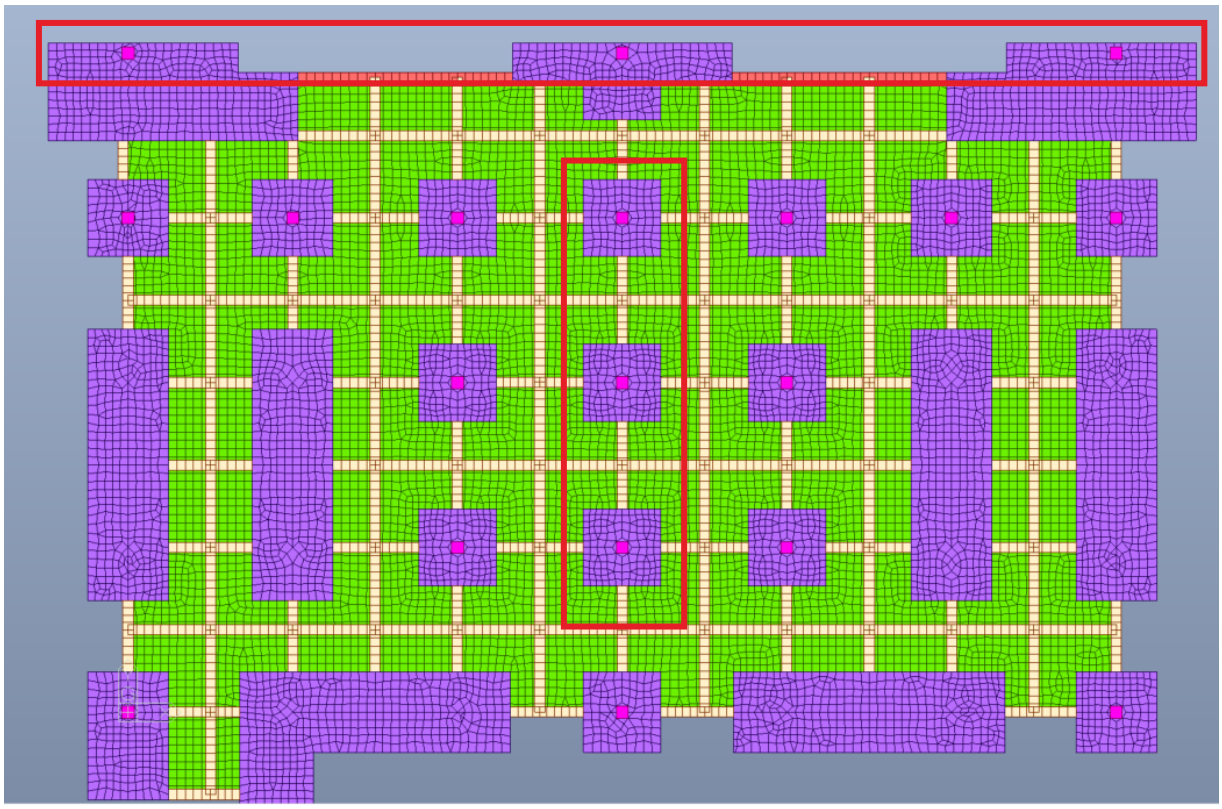


Figure 331 Columns identification

N° sez.	Nome foglio	Codice da modello	Posizione colonna	C_1 [mm]	C_2 [mm]	$h_{fond.}$ [mm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN]	Verifica sul perimetro del pilastro ($v_{Rd,max}/v_{Ed}$)		Verifica sul perimetro critico ($v_{Ed}/v_{Rd,c}$)	
1	Sez. R.F_1	*Pilastro interno*	interna	700	700	1800	11767	0	**1.30**	Verifica soddisfatta	**0.90**	Armatura non necessaria
2	Sez. R.F_2	*Pliastro di bordo*	bordo	700	700	1800	6387	0	**1.48**	Verifica soddisfatta	**0.86**	Armatura non necessaria

Central column

The most heavily loaded column is the central one and has a normal stress at ULS of **11767 kN.**

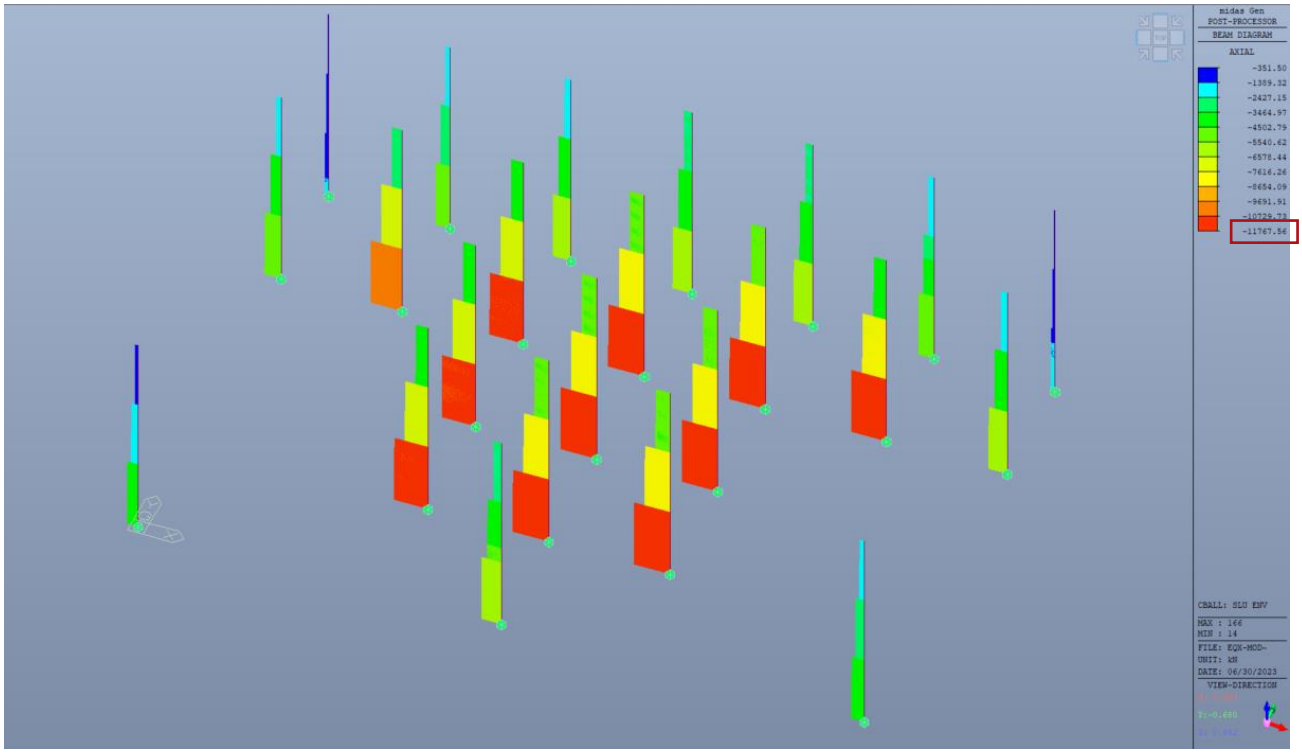


Figure 332 Normal stress at ULS

The following table summarises the checks in accordance with Eurocode 2.

Verifica a punzonamento della platea di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2018 - par.4.1.2.3.5 ed in accordo con Eurocodice 2 - UNI EN 1992-1-1:2015 - cap. 6.2-6.4 + 9.4.3

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo		*C32/40*	
γ_{CLS}	25	*kN/m³*	*Densità calcestruzzo armato*
f_{ck}	32.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
f_{cd}	18.13	*MPa*	*Resistenza di progetto cls*
α_{cc}	0.85		*Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata*
γ_c	1.5		*Coefficiente di sicurezza cls*
k	1.34		
v_{min}	0.31		
ν	0.50		*Coefficiente di riduzione di resistenza per fessurazione a taglio*
$C_{Rd,c}$	0.120		

Acciaio	*B450C*		
f_{yk}	450.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica acciaio*
f_{yd}	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto acciaio*
$f_{ywd,ef}$	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento*
γ_s	1.15		*Coefficiente di sicurezza acciaio*

Caratteristiche geometriche

C_1	*700*	*mm*	*Lato del pilastro in direzione x*
C_2	*700*	*mm*	*Lato del pilastro in direzione y*
h	*1800*	*mm*	*Spessore della fondazione*
c	*45*	*mm*	*Copriferro fondazione*
d_x	*1745*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione x (armatura forte)*
d_y	*1725*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione y (armatura debole)*
d_{eff}	1735	*mm*	*Altezza utile effettiva*

Tipologia pilastro *interna* *A*

Caratteristiche armatura inferiore e superiore

Direzione x

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	26	*mm*	Diametro	0	*mm*	
Strati	1		Strati	1		*Estensione armatura aggiuntiva*
Passo	100	*mm*	Passo	100	*mm*	$d^*_{x,\,inf}$ 2000 mm

Direzione y

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	26	*mm*	Diametro	0	*mm*	
Strati	1		Strati	1		*Estensione armatura aggiuntiva*
Passo	100	*mm*	Passo	100	*mm*	$d^*_{y,\,inf}$ 2000 mm

Rapporto geometrico d'armatura con riferimento all' armatura tesa

A_{lx}	58986	mm^2	*Area d'armatura in direzione x*
A_{ly}	58986	mm^2	*Area d'armatura in direzione y*
b_{lx}	11110	*mm*	*Larghezza efficace della piastra in direzione x*
b_{ly}	11110	*mm*	*Larghezza efficace della piastra in direzione y*
ρ_{lx}	0.306%	≤	2.0%
ρ_{ly}	0.306%	≤	2.0%
ρ_l	0.306%	≤	2.0%

Carichi

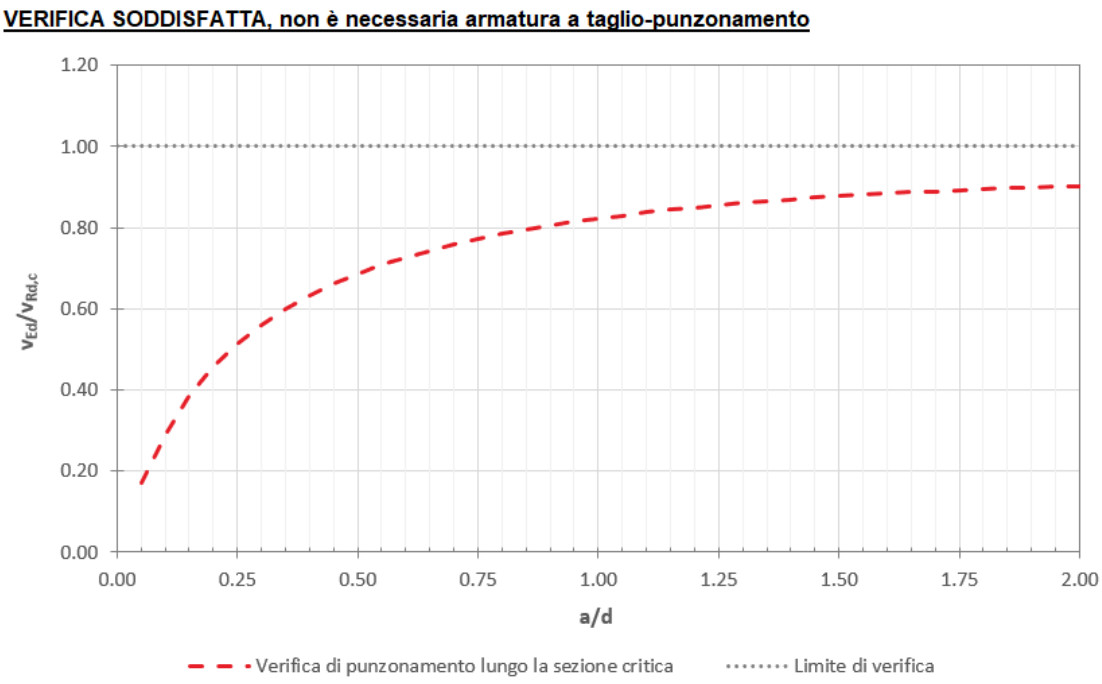
Base del pilastro

V_{Ed}	11767	*kN*	*Forza tagliante applicata (=azione assiale alla base del pialstro)*
M_{Ed}	0	*Nm*	*Momento flettente applicato*

VERIFICA DI TENSIONE LIMITE LUNGO IL PERIMETRO DEL PILASTRO

u_0	2800	*mm*	*Perimetro di riferimento (attorno al perimetro del pilastro)*
β	1.15		*Coefficiente per l'eccentricità del carico*
A_0	490000	mm^2	*Area di base posta all'interno del perimetro u_0*
v_{Ed}	2.785	*MPa*	*Tensione di punzonamento di progetto*
$v_{Rd,max}$	3.627	*MPa*	*Massimo valore della resistenza a taglio punzonamento*

$v_{Rd,max}/v_{Ed}$ **1.30** (77%) **VERIFICA SODDISFATTA**



Lateral column

Instead, the most heavily loaded lateral column has a normal stress at ULS of **6387 kN.**

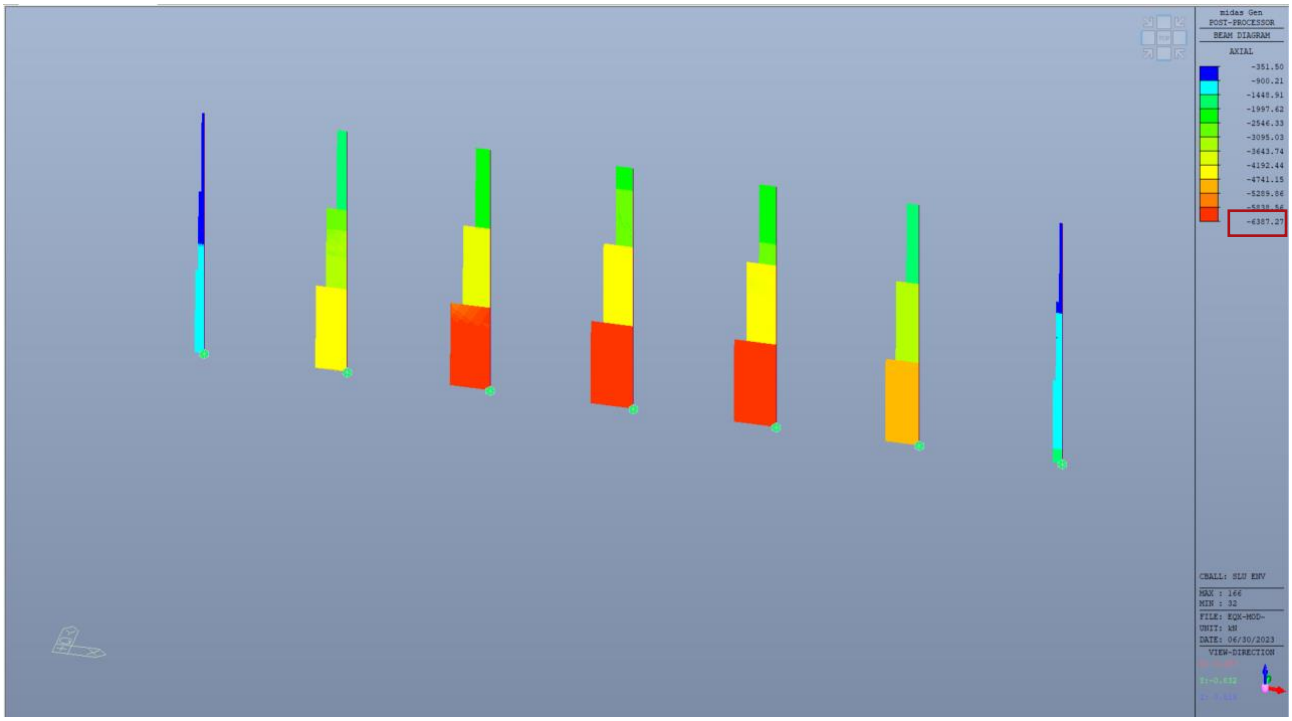


Figure 333 Normal stress at ULS

Verifica a punzonamento della platea di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2018 - par.4.1.2.3.5 ed in accordo con Eurocodice 2 - UNI EN 1992-1-1:2015 - cap. 6.2-6.4 + 9.4.3

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo	*C32/40*		
γ_{CLS}	25	*kN/m³*	*Densità calcestruzzo armato*
f_{ck}	32.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
f_{cd}	18.13	*MPa*	*Resistenza di progetto cls*
α_{cc}	0.85		*Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata*
γ_c	1.5		*Coefficiente di sicurezza cls*
k	1.34		
v_{min}	0.31		
v	0.50		*Coefficiente di riduzione di resistenza per fessurazione a taglio*
$C_{Rd,c}$	0.120		

Acciaio	*B450C*		
f_{yk}	450.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica acciaio*
f_{yd}	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto acciaio*
$f_{ywd,ef}$	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento*
γ_s	1.15		*Coefficiente di sicurezza acciaio*

Caratteristiche geometriche

C_1	*700*	*mm*	*Lato del pilastro in direzione x*
C_2	*700*	*mm*	*Lato del pilastro in direzione y*
h	*1800*	*mm*	*Spessore della fondazione*
c	*45*	*mm*	*Copriferro fondazione*
d_x	*1745*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione x (armatura forte)*
d_y	*1725*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione y (armatura debole)*
d_{eff}	1735	*mm*	*Altezza utile effettiva*

Tipologia pilastro *bordo* *B*

a_sl	*250*	*mm*	*Distanza del pilastro dal bordo della fondazione*

Caratteristiche armatura inferiore e superiore

Direzione x

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	26	mm	Diametro	0	mm	*Estensione armatura aggiuntiva*
Strati	1		Strati	1		$d^*_{x,\,inf}$ 3000 mm
Passo	70	mm	Passo	100	mm	

Direzione y

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	26	mm	Diametro	0	mm	*Estensione armatura aggiuntiva*
Strati	1		Strati	1		$d^*_{y,\,inf}$ 3000 mm
Passo	70	mm	Passo	100	mm	

Rapporto geometrico d'armatura con riferimento all'armatura tesa

A_{Ix}	46684	mm^2		*Area d'armatura in direzione x*
A_{Iy}	84266	mm^2		*Area d'armatura in direzione y*
b_{Ix}	6155	mm		*Larghezza efficace della piastra in direzione x*
b_{Iy}	11110	mm		*Larghezza efficace della piastra in direzione y*
ρ_{Ix}	0.437%		≤	2.0%
ρ_{Iy}	0.437%		≤	2.0%
ρ_{I}	0.437%		≤	2.0%

Carichi

Base del pilastro

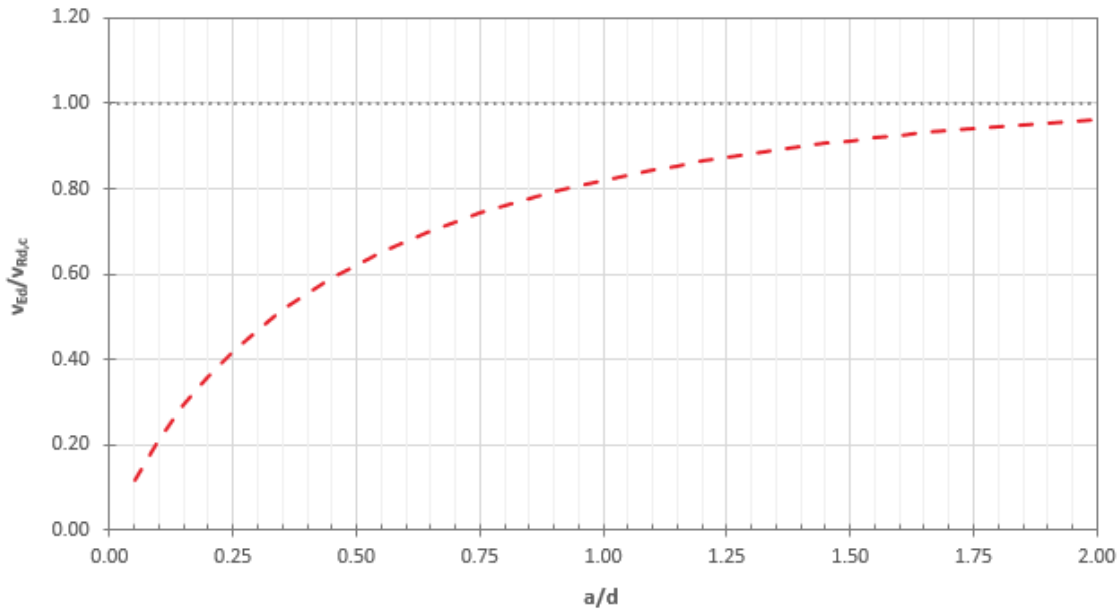
V_{Ed}	6387	kN	*Forza tagliante applicata (=azione assiale alla base del pialstro)*
M_{Ed}	0	Nm	*Momento flettente applicato*
$A_{diffusione}$	384845	mm^2	*Area di pressione del carico sul suolo*
p_{netta}	0.05	MPa	*Pressione da modello SSI*
p_{totale}	0.01	MPa	*Pressione da modello SSI al netto del proprio della fondazione*
ΔV_{Ed}	2	kN	*Forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro u_0*
$V_{Ed,red}$	6385	kN	$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$

VERIFICA DI TENSIONE LIMITE LUNGO IL PERIMETRO DEL PILASTRO

u_0	2100	mm	*Perimetro di riferimento (attorno al perimetro del pilastro)*
β	1.40		*Coefficiente per l'eccentricità del carico*
A_0	490000	mm^2	*Area di base posta all'interno del perimetro u_0*
v_{Ed}	2.453	MPa	*Tensione di punzonamento di progetto*
$v_{Rd,max}$	3.627	MPa	*Massimo valore della resistenza a taglio punzonamento*

$v_{Rd,max}/v_{Ed}$ **1.48** (68%) **VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA SODDISFATTA, non è necessaria armatura a taglio-punzonamento



In order to ensure that the punching verification of the most heavily loaded lateral columns can be satisfied without the need for punching reinforcement, it is necessary to provide a single layer with Φ26 space 7 cm.

Piles

According to paragraph § 6.4.5 of UNI EN1992-1-1, the punching check of the piles near the most extensive plinths was conducted, for which it can be assumed that the pile behaves like a column punching on the slab.

The side pole was considered to have a maximum ULS reaction, equal to 3632.1 Kn.

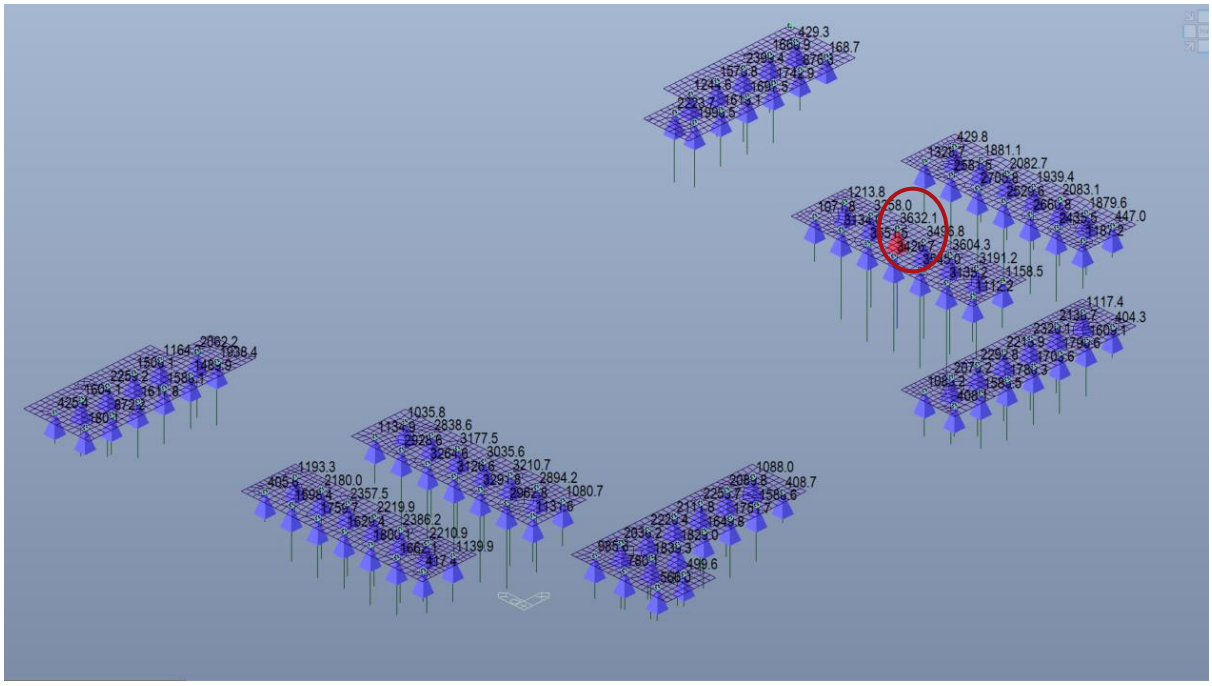


Figure 334 Piles reactions

Verifica a punzonamento della platea di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2018 - par.4.1.2.3.5 ed in accordo con Eurocodice 2 - UNI EN 1992-1-1:2015 - cap. 6.2-6.4 + 9.4.3

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo		*C32/40*	
ρ_{CLS}	25	*kN/m³*	*Densità calcestruzzo armato*
f_{ck}	32.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
f_{cd}	18.13	*MPa*	*Resistenza di progetto cls*
α_{cc}	0.85		*Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata*
γ_c	1.5		*Coefficiente di sicurezza cls*
k	1.34		
v_{min}	0.31		
v	0.50		*Coefficiente di riduzione di resistenza per fessurazione a taglio*
$C_{Rd,c}$	0.120		

Acciaio	*B450C*		
f_{yk}	450.00	*MPa*	*Resistenza caratteristica acciaio*
f_{yd}	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto acciaio*
$f_{ywd,ef}$	391.30	*MPa*	*Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento*
γ_s	1.15		*Coefficiente di sicurezza acciaio*

Caratteristiche geometriche

D	*1000*	*mm*	*Diametro della colonna*
h	*1800*	*mm*	*Spessore della fondazione*
c	*45*	*mm*	*Copriferro fondazione*
d_x	*1745*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione x*
d_y	*1725*	*mm*	*Altezza utile della fondazione in direzione y*
d_{eff}	1735	*mm*	*Altezza utile effettiva*

Tipologia pilastro *bordo* *B*

a_sl	*550*	*mm*	*Distanza del pilastro dal bordo della fondazione*

Caratteristiche armatura inferiore

Direzione x

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	20	mm	Diametro	0	mm	
Strati	2		Strati	0		*Estensione armatura aggiuntiva*
Passo	200	mm	Passo	200	mm	$d^*_{x,\,inf}$ 4000 mm

Direzione y

Maglia base			*Armatura aggiuntiva*			
Diametro	20	mm	Diametro	0	mm	
Strati	2		Strati	1		*Estensione armatura aggiuntiva*
Passo	200	mm	Passo	100	mm	$d^*_{y,\,inf}$ 4000 mm

Rapporto geometrico d'armatura con riferimento all' armatura tesa

A_{tx}	35846 mm^2		*Area d'armatura in direzione x*
A_{ty}	35846 mm^2		*Area d'armatura in direzione y*
b_{tx}	11410 *mm*		*Larghezza efficace della piastra in direzione x*
b_{ty}	11410 *mm*		*Larghezza efficace della piastra in direzione y*
ρ_{tx}	0.181%	≤	2.0%
ρ_{ty}	0.181%	≤	2.0%
ρ_t	0.181%	≤	2.0%

Carichi

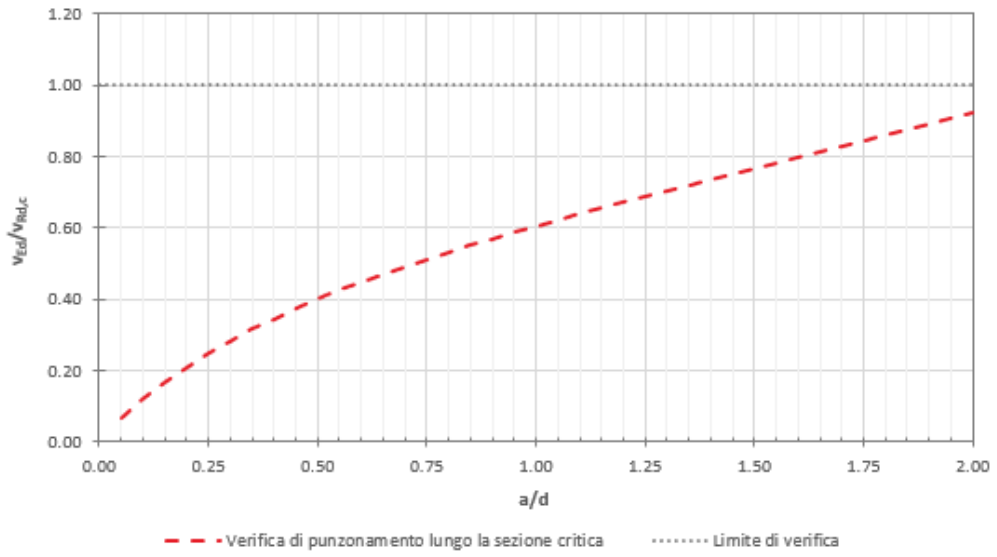
Base del pilastro

V_{Ed}	3632	*kN*	*Forza tagliante applicata (=azione assiale alla base del pialstro)*
M_{Ed}	0	*Nm*	*Momento flettente applicato*
$A_{diffusione}$	785398	mm^2	*Area di pressione del carico sul suolo*
p_{netta}	0	*MPa*	*Pressione media sul suolo all'interno dell'area di carico (da modello SSI)*
p_{totale}	-0.05	*MPa*	*Pressione media da modello SSI al netto del peso proprio della fondazione*
ΔV_{Ed}	0	*kN*	*Forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro u_0*
$V_{Ed,red}$	3632	*kN*	$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$

VERIFICA DI TENSIONE LIMITE LUNGO IL PERIMETRO DEL PILASTRO

u_0	2356	*mm*	*Perimetro di riferimento (attorno al perimetro del pilastro)*
β	1.40		*Coefficiente per l'eccentricità del carico*
A_0	0	mm^2	*Area di base posta all'interno del perimetro u_0*
v_{Ed}	1.244	*MPa*	*Tensione di punzonamento di progetto*
$v_{Rd,max}$	3.627	*MPa*	*Massimo valore della resistenza a taglio punzonamento*
$v_{Rd,max}/v_{Ed}$	**2.92**	(34%)	**VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA SODDISFATTA, non è necessaria armatura a taglio-punzonamento



The punching shear check is satisfied. It is not necessary to carry out the punching shear check of the piles on the squat plinths.

10.10.2 Tie beams

The foundation beams have the same height as the plinths and ensure the connection between them. In the foundation under study the beams have a rectangular section 60x180 cm, for many of them, while in two cases, shown in the figure below, the section has a width of 50 cm.

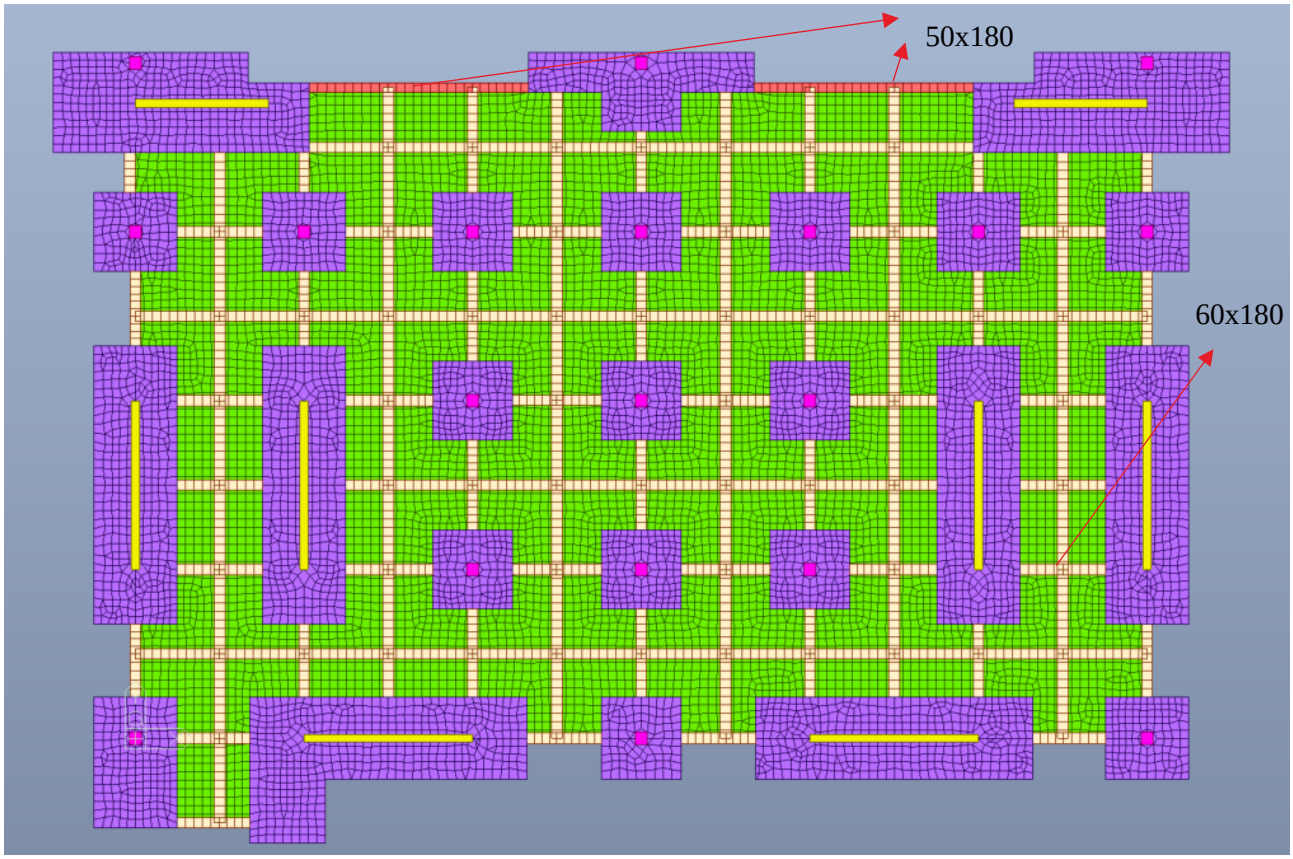


Figure 335 Foundation tie beams

10.10.2.1 Beams 60x180

ULS Envelop Combination

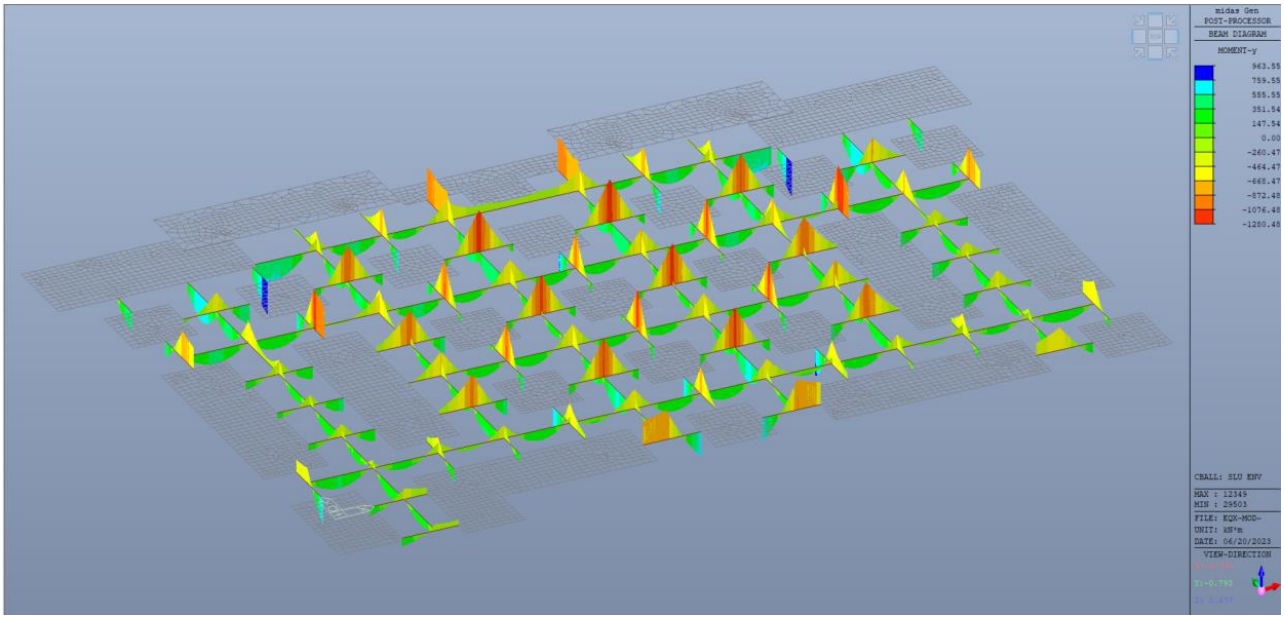


Figure 336 Bending Moment (My)

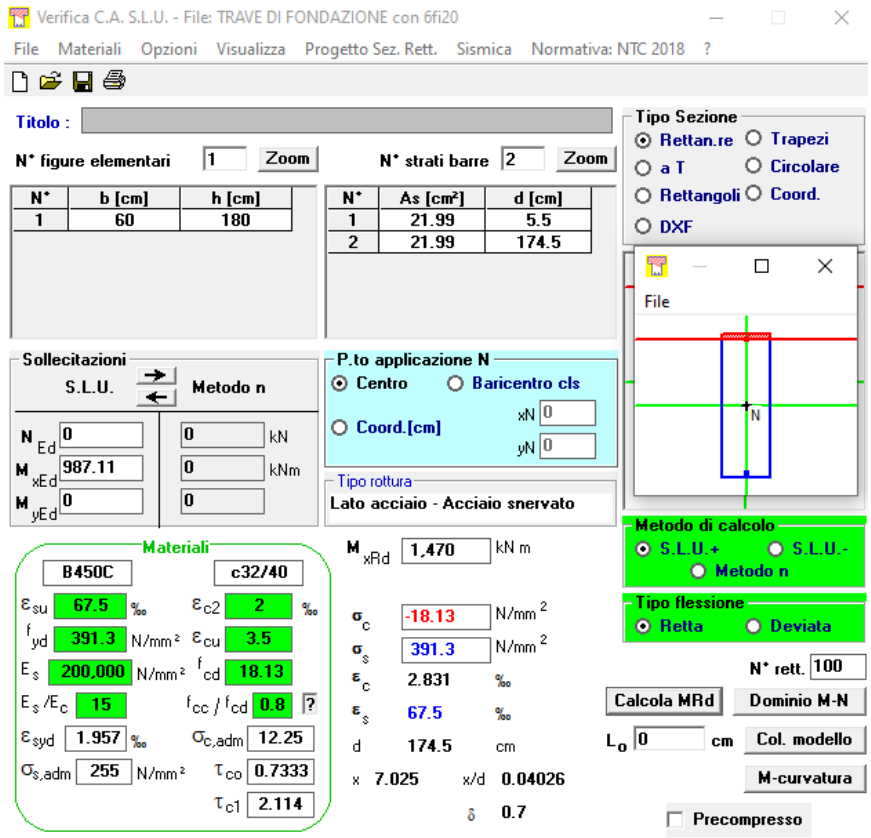


Figure 337 Bending moment check

For the bending moment, it is necessary to use 7Φ20 in top and bottom, additionally, it is necessary to add the out-of-calculation side-bars 7+7 Φ12 to be distributed throughout the whole other section.

It is emphasised that the concrete cover is 45 cm, as defined in paragraph 8.1.1

ULS Envelop Combination

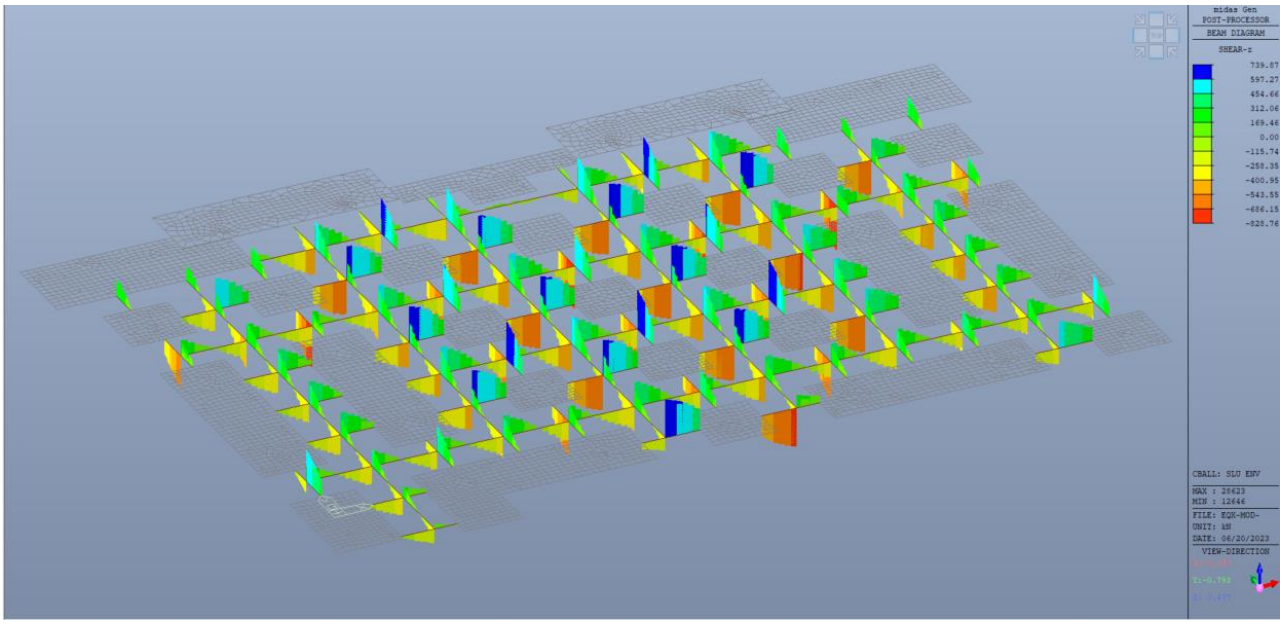


Figure 338 Shear (Fz)

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd	=	829 kN	Materiali
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	Fe 450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.8 MPa	Rck 40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd	=	9.4 MPa	
altezza sezione	h	=	1800 mm	
copriferro arm. inferiore	c	=	45 mm	
altezza utile sezione per calcolo	d	=	1733 mm	
larghezza sezione	bw	=	600 mm	
Coefficiente k	k	=	1.34	Tipo di elemento
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	=	0.002115	Trave rettangolare

barre longitudinali inferiori 1 (tese)	7	ϕ	20	2199	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0	ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	7	ϕ	20	2199	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0	ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	320 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	325 kN	(4.1.14)

Staffe 2 ϕ 12 / 250 mm

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	320 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	325 kN	(4.1.14)

Staffe 2 ϕ 12 / 250 mm

area dell'armatura trasversale	Asw	=	226.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw	=	905 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw	=	0.0627	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α	=	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone	Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)			
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd	=	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc	=	1.00	

1. Verifica a taglio-trazione

2. Resistenza a taglio trazione VRsd = 1380.5 kN (4.1.18)

Verifica a taglio-compressione

Resistenz a taglio-compressione VRcd = 3035.5 kN (4.1.19)

Taglio Resistente Vrd = 1381 kN > 829 kN OK

Le armature longitudinali a flessione devono essere prolungate di a1:
a1 = 1950 mm

Shear check is satisfied by providing stirrups with a space of 250 mm.

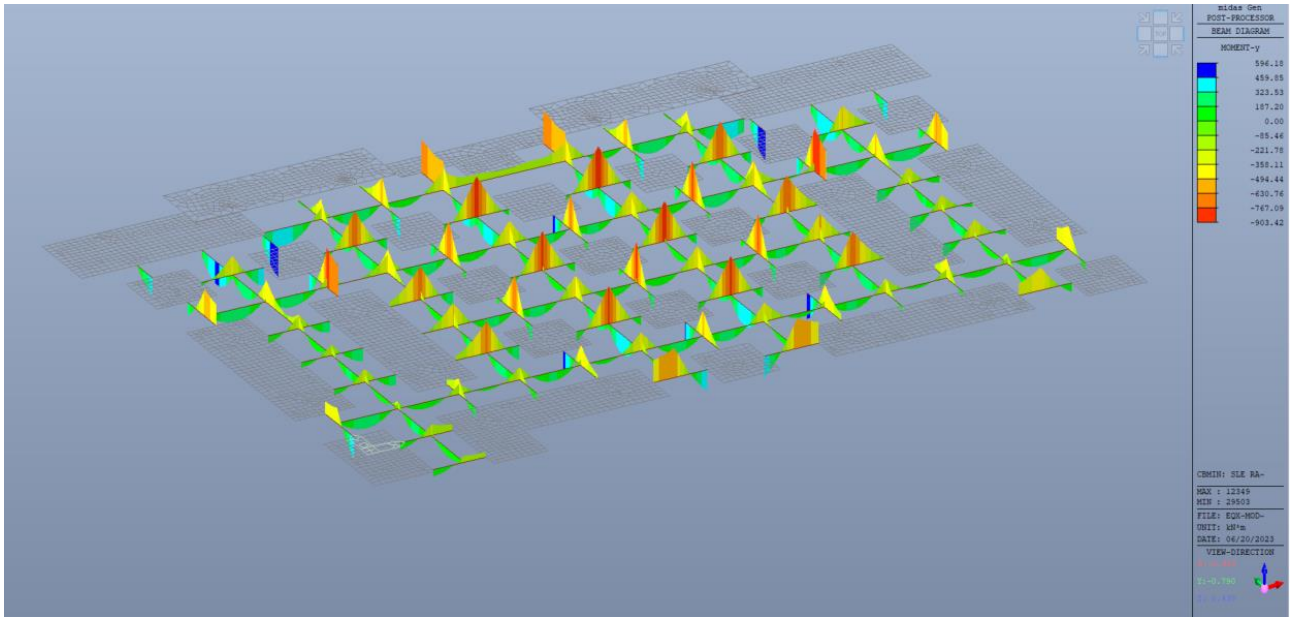


Figure 339 SLS Rare Envelop Combination

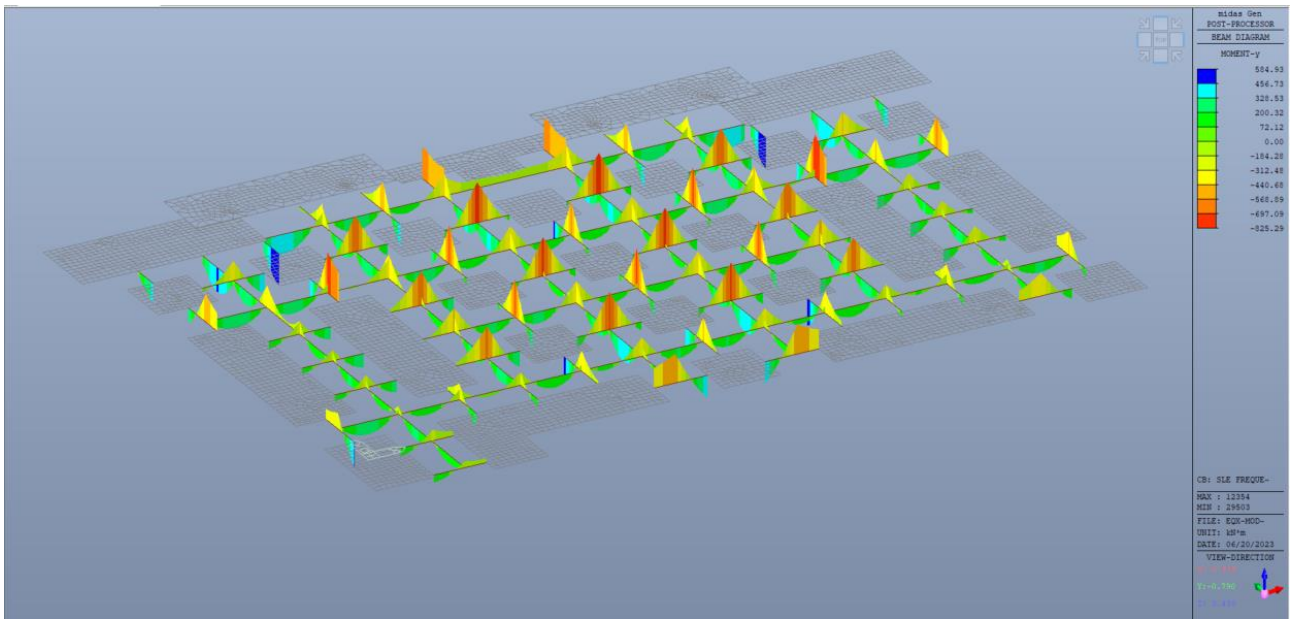


Figure 340 SLS Frequent Combination

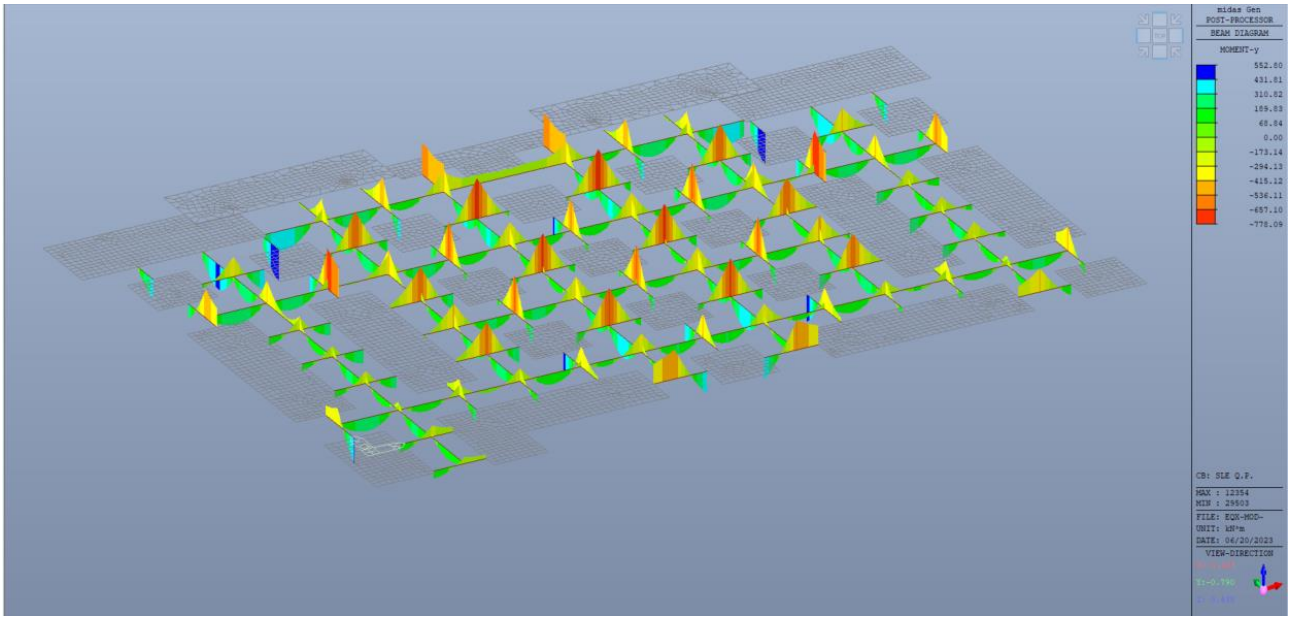


Figure 341 SLS Q.P. Combination

Cracking Check

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

	Comb. Frequente			Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	825 kNm	MEd = 778 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm	Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	=	30 mm	
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm	Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	=	30 mm	
altezza sezione	h	=	1800 mm	**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	600 mm	**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	67 mm	XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a'_{inf}	=	97 mm	
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	55 mm	ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a'_{sup}	=	85 mm	

	Comb. Frequente			Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	=	0.3 mm	wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	=	0.6	kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	=	0.8	k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	=	0.5	k2 = 0.5
	k3	=	3.4	k3 = 3.4
	k4	=	0.425	k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	7	ϕ	20	(2199 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(0 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	7	ϕ	20	(2199 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(0 mm²)

		Comb. Frequente		Comb. QP
SEZIONE NON FESSURATA				
asse neutro	xi =	900 mm	xi =	900 mm
momento d'inerzia	Jci =	3.070739E+11 mm4	Jci =	3.53E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 =	2.4 MPa	σc1 =	2.0 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1 =	13.2 MPa	σs1 =	37.8 MPa
momento di fessurazione	Mcr =	1032 kNm	Mcr =	1187 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA				
asse neutro	xif =	242.244874 mm	xif =	395 mm
momento d'inerzia	Jci =	3.25E+10 mm4	Jci =	1.00E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 =	6.1 MPa	σc1 =	3.1 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2 =	226.8 MPa	σs2 =	218.4 MPa
deformazione media	εsm - εcm =	0.00068	εsm - εcm =	0.00066
spaziatura massima tra le fessure	sr,max =	510 mm	sr,max =	510 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

Tension Check

F.01 TENSIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Caratteristica		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd =	902 kNm	MEd =	778 kNm
resistenza acciaio	fyd =	391 MPa		
resistenza calcestruzzo	fcd =	18.1 MPa	**Materiali**	
copriferro inferiore (lato armature tese)	d' =	45 mm	Fe	450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d'' =	45 mm	Rck	40 MPa
altezza sezione	h =	1800 mm	ϕ staffe	12 mm
larghezza sezione	b =	600 mm		
profondità del baricentro delle armature tese	d*' =	67 mm		
profondità del baricentro delle armature compressed	*'' =	67 mm		
durata del carico:	breve durata			
tensione limite cls compresso	σc =	19.2 MPa	σc =	14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs =	360 MPa		

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	7	ϕ 20	(2199 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ 26		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	7	ϕ 20	(2199 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq =	20 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff =	0.0219	= 2.19%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's =	0.0021	= 0.21%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe =	6.00	

		Comb. Caratterisitca		Comb. QP
SEZIONE NON FESSURATA				
asse neutro	xi =	900.0 mm	xi =	900 mm
momento d'inerzia	Jci =	3.099045E+11 mm4	Jci =	3.10E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 =	2.6 MPa	σc1 =	2.3 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1 =	14.5 MPa	σs1 =	12.5 MPa
momento di fessurazione	Mcr =	1041 kNm	Mcr =	1041 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA				
asse neutro	xif =	243 mm	xif =	243 mm
momento d'inerzia	Jci =	3.25E+10 mm4	Jci =	3.25E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 =	6.75 MPa	σc1 =	5.8 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2 =	248.2 MPa	σs2 =	214.0 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	2.6 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	=	14.5 MPa	<	σs	=	360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	2.3 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK

10.10.2.2 Beam 80x180

ULS Envelop Combination

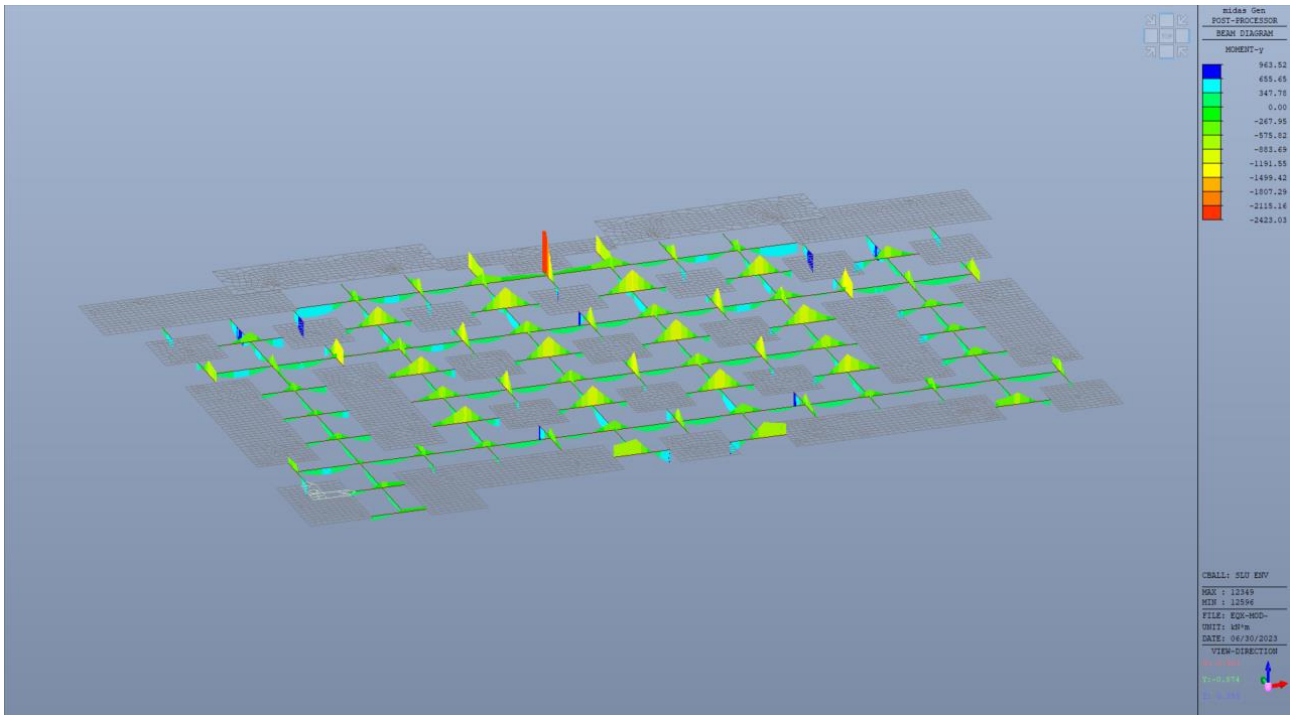


Figure 342 Bending Moment (My)

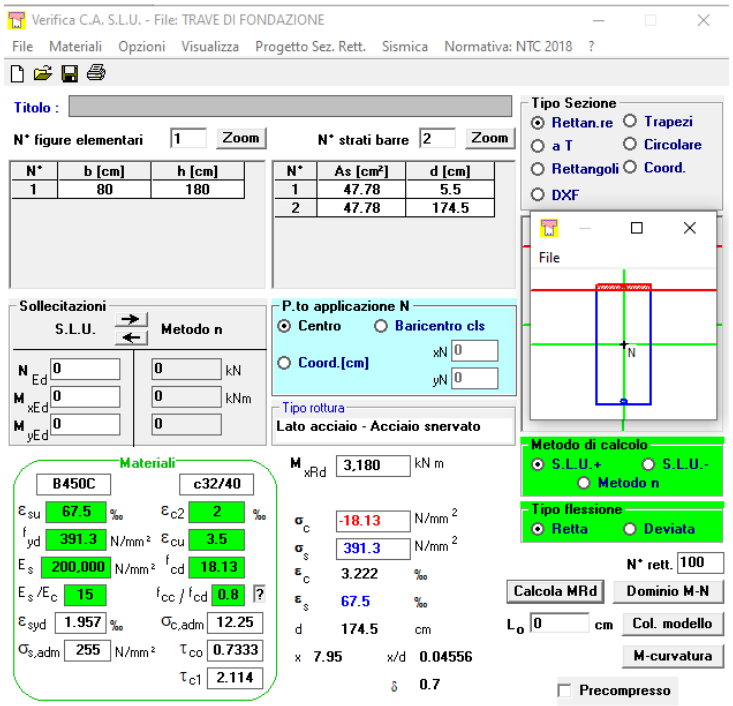


Figure 343 Bending moment check

For the bending moment, it is necessary to use 8Φ26 in top and bottom, additionally, it is necessary to add the out-of-calculation side-bars 7+7 Φ12 to be distributed throughout the whole other section.

It is emphasised that the concrete cover is 45 cm, as defined in paragraph 8.1.1.

ULS Envelop Combination

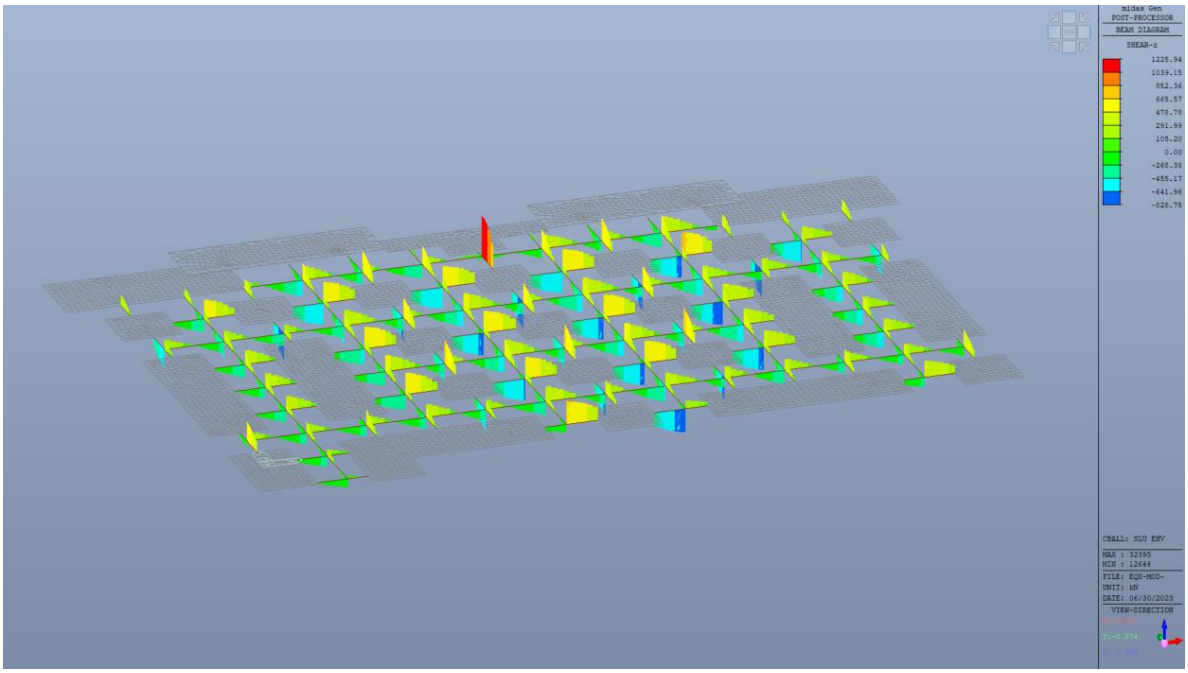


Figure 344 Shear (Fz)

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd	=	1225 kN	Materiali	
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	Fe	450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.8 MPa	Rck	40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd	=	9.4 MPa		
altezza sezione	h	=	1800 mm		
copriferro arm. inferiore	c	=	45 mm		
altezza utile sezione per calcolo	d	=	1730 mm		
larghezza sezione	bw	=	800 mm		
Coefficiente k	k	=	1.34	Tipo di elemento	
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	=	0.003453	Trave rettangolare	

barre longitudinali inferiori 1 (tese)	9	ϕ	26	4778	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0	ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	9	ϕ	26	4778	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0	ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	502 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	433 kN	(4.1.14)

Staffe	2	ϕ	12	/	250 mm

area dell'armatura trasversale	Asw	=	226.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw	=	905 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw	=	0.0470	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α	=	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone	Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)			
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd	=	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc	=	1.00	

1.
Verifica a taglio-trazione
2. Resistenza a taglio trazione VRsd = 1378.1 kN (4.1.18)
Verifica a taglio-compressione
Resistenz a taglio-compressione VRcd = 4040.3 kN (4.1.19)

Taglio Resistente Vrd = 1378 kN > 1225 kN OK

SLS Rare Envelop Combination

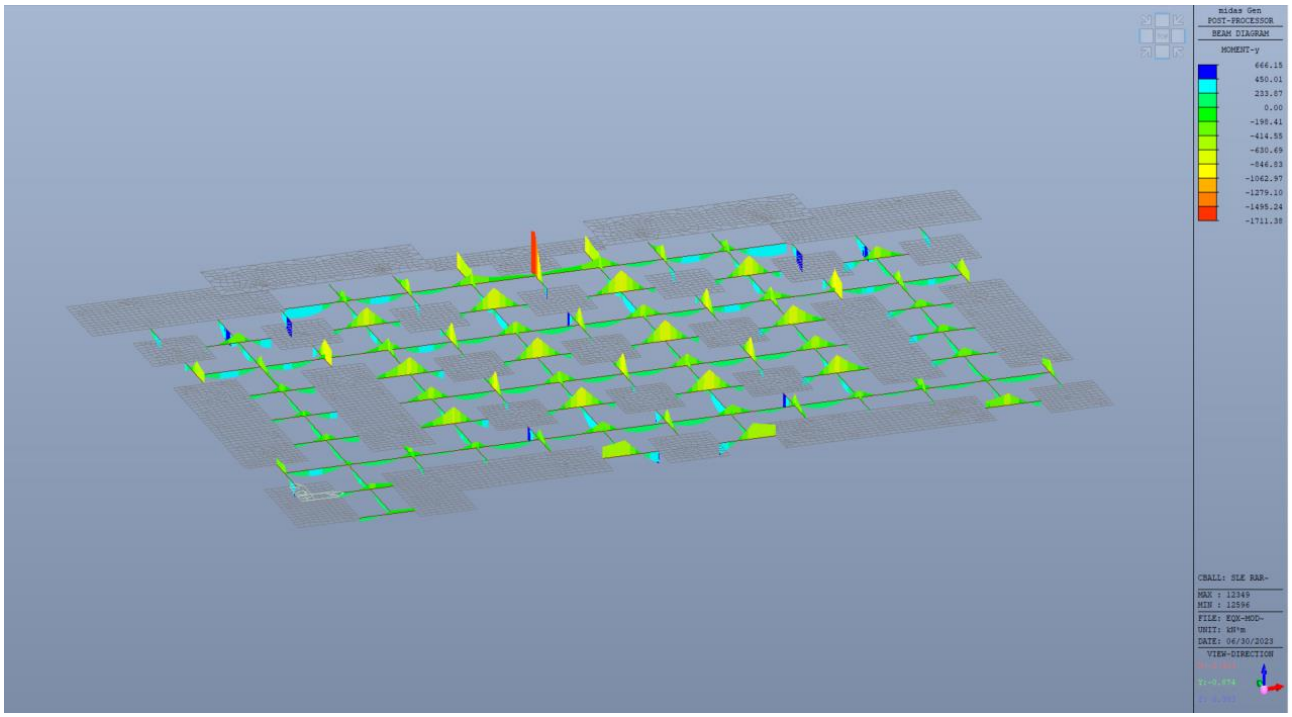


Figure 345 Bending Moment (My)

SLS Frequent Combination

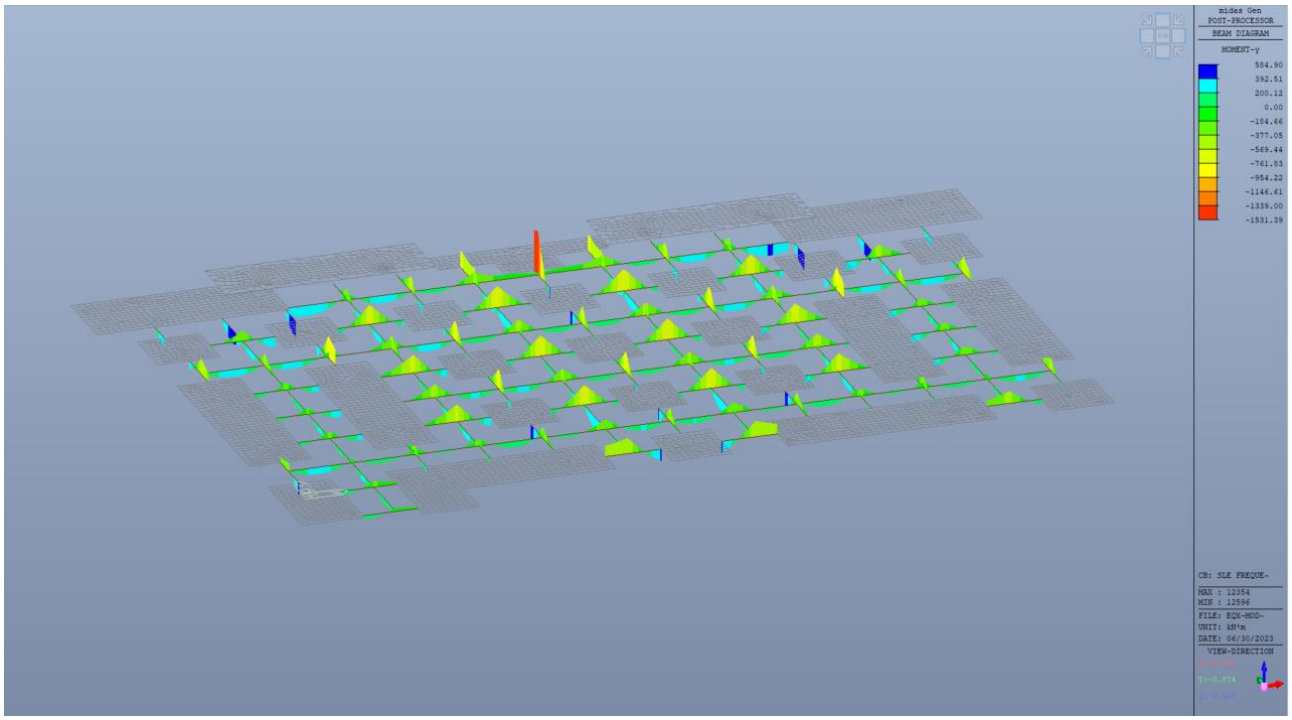


Figure 346 Bending Moment (My)

SLS Q.P Combination

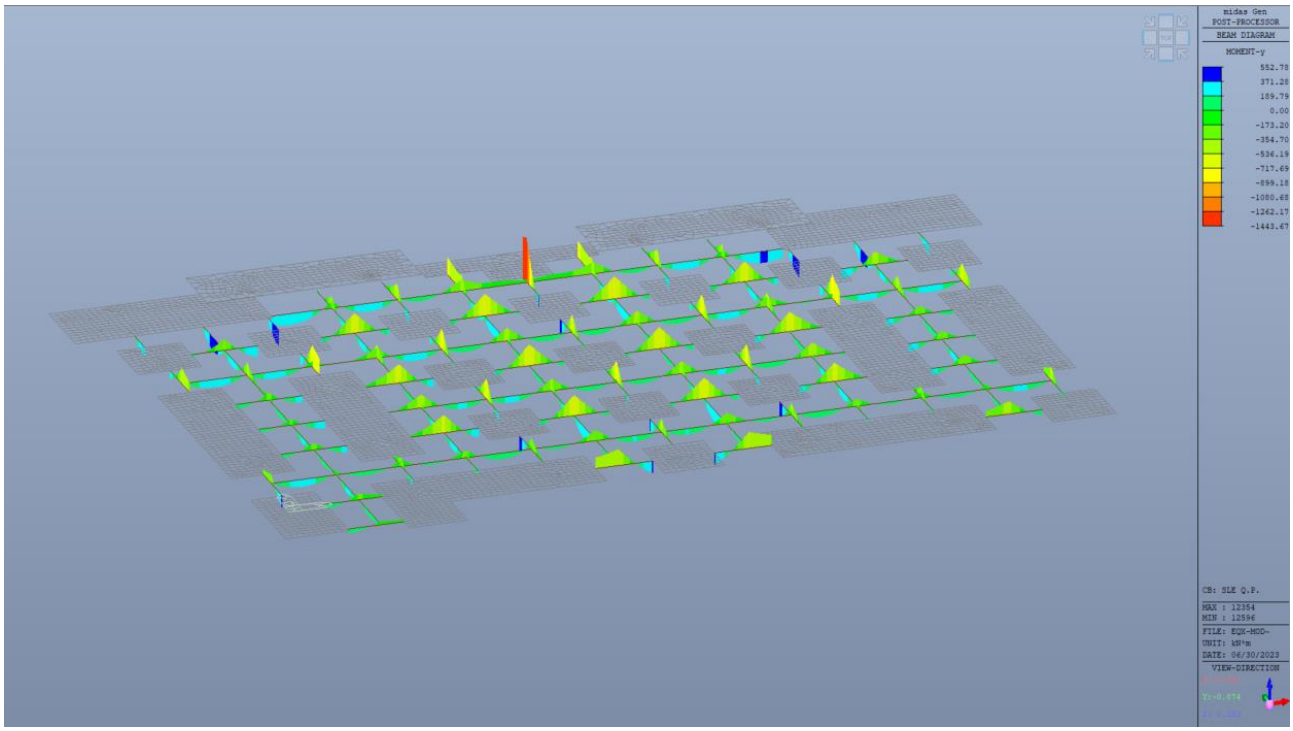


Figure 347 Bending Moment (My)

Crack check

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio

(Sezione rettangolare, armatura doppia)

			Comb. Frequente		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	1531 kNm		MEd = 1444 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa		
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa		**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm		Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	=	0 mm		
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm		Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	=	0 mm		
altezza sezione	h	=	1800 mm		**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	800 mm		**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	70 mm		XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}'	=	70 mm		
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	58 mm		ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}'	=	58 mm		

			Comb. Frequente		Comb. QP
limite di apertura delle fessure		wlim	=	0.3 mm	wlim = 0.2 mm
durata del carico:		kt	=	0.6	kt = 0.4
barre di armatura:	ad aderenza migliorata	k1	=	0.8	k1 = 0.8
sollecitazione:	flessione	k2	=	0.5	k2 = 0.5
		k3	=	3.4	k3 = 3.4
		k4	=	0.425	k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	9	ϕ	26	(4778 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(0 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	9	ϕ	26	(4778 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26	(0 mm²)

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	26 mm		ϕeq	=	26 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0341	= 3.41%	ρs,eff	=	0.0341	= 3.41%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0034	= 0.34%	ρ's	=	0.0034	= 0.34%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00		αe	=	20.99	
coefficiente di creep finale					ϕ(∞,t0)	=	2.5	

SEZIONE NON FESSURATA	Comb. Frequente			Comb. QP		
asse neutro	xi	=	900 mm	xi	=	899 mm
momento d'inerzia	Jci	=	4.221825E+11 mm4	Jci	=	5.22E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	3.3 MPa	σc1	=	2.5 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	18.1 MPa	σs1	=	48.2 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	1418 kNm	Mcr	=	1754 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA						
asse neutro	xif	=	297.268238 mm	xif	=	468 mm
momento d'inerzia	Jci	=	6.72E+10 mm4	Jci	=	2.03E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	6.8 MPa	σc1	=	3.3 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	195.8 MPa	σs2	=	188.3 MPa
deformazione media	ssm - scm	=	0.00066	ssm - scm	=	0.00064
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	=	408 mm	sr,max	=	408 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente

stato della sezione: Sezione fessurata

ampiezza delle fessure wk = 0.2690 mm < wlim = 0.3 mm OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

ampiezza delle fessure

Tension Check

F.01 TENSIONE Verifica di esercizio

(Sezione rettangolare, armatura doppia)

	Comb. Caratteristica			Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	1711 kNm	MEd = 1444 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	=	45 mm	Fe 450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	=	45 mm	Rck 40 MPa
altezza sezione	h	=	1800 mm	ϕ staffe 12 mm
larghezza sezione	b	=	800 mm	
profondità del baricentro delle armature tese	d*'	=	70 mm	
profondità del baricentro delle armature compressed*''		=	70 mm	
durata del carico: breve durata				
tensione limite cls compresso	σc	=	19.2 MPa	σc = 14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	=	360 MPa	

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	9	ϕ	26	(4778 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	26		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	9	ϕ	26	(4778 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	26 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0341	= 3.41%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0035	= 0.35%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00	

SEZIONE NON FESSURATA	Comb. Caratterisitca	Comb. QP
asse neutro	xi = 900.0 mm	xi = 900 mm
momento d'inerzia	Jci = 4.282870E+11 mm4	Jci = 4.28E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 = 3.6 MPa	σc1 = 3.0 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1 = 19.9 MPa	σs1 = 16.8 MPa
momento di fessurazione	Mcr = 1439 kNm	Mcr = 1439 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA		
asse neutro	xif = 298 mm	xif = 298 mm
momento d'inerzia	Jci = 6.71E+10 mm4	Jci = 6.71E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1 = 7.61 MPa	σc1 = 6.4 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2 = 219.1 MPa	σs2 = 184.8 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	7.6 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	=	219.1 MPa	<	σs	=	360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	6.4 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK

10.10.2.3 Beam 50x180

ULS Envelope Combination

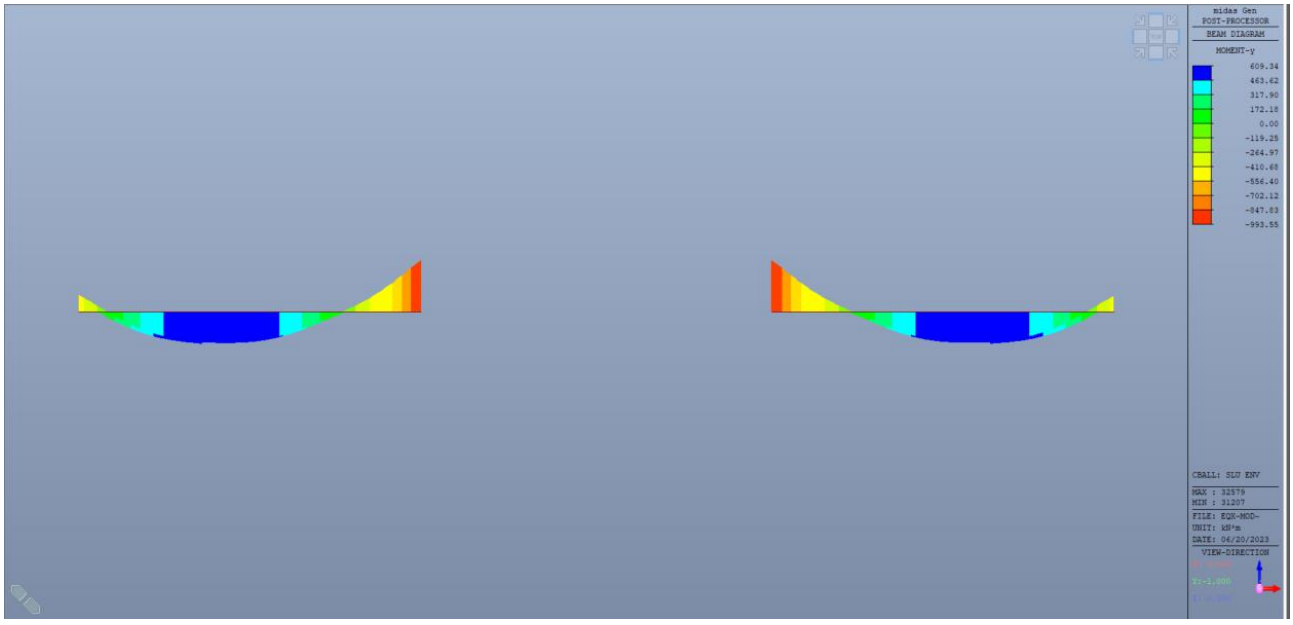


Figure 348 Bending Moment (My)

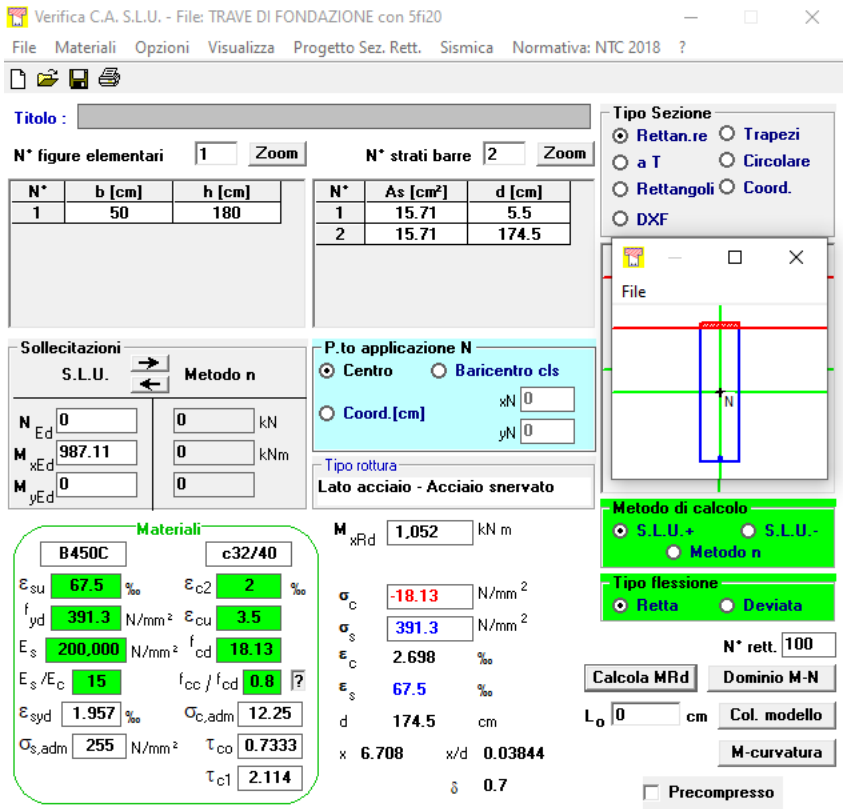


Figure 349 Bending moment check

For the bending moment, it is necessary to use 5Φ20 in top and bottom, additionally, it is necessary to add the out-of-calculation side-bars 7+7 Φ12 to be distributed throughout the whole other section.

ULS Envelope Combination

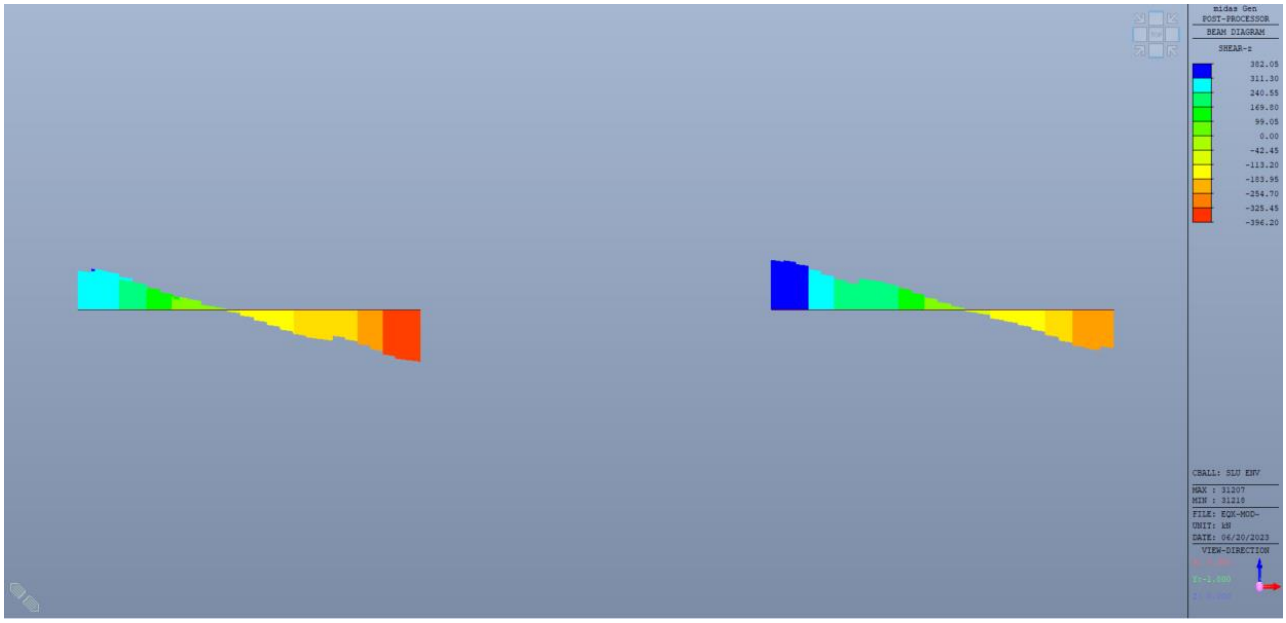


Figure 350 Shear (Fz)

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd	=	396 kN	Materiali
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	Fe 450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.8 MPa	Rck 40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd	=	9.4 MPa	
altezza sezione	h	=	1800 mm	
copriferro arm. inferiore	c	=	45 mm	
altezza utile sezione per calcolo	d	=	1733 mm	
larghezza sezione	bw	=	600 mm	
Coefficiente k	k	=	1.34	Tipo di elemento
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	=	0.001511	Trave rettangolare

barre longitudinali inferiori 1 (tese)	5	ϕ	20	1571	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0	ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	5	ϕ	20	1571	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0	ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd	=	286 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min	=	325 kN	(4.1.14)

Staffe 2 ϕ 12 / 250 mm

area dell'armatura trasversale	Asw	=	226.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw	=	905 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw	=	0.0627	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α	=	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone	Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)			
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd	=	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc	=	1.00	

1.

Taglio Resistente Vrd = 1381 kN > 396 kN OK

Le armature longitudinali a flessione devono essere prolungate di a1:
a1 = 1950 mm

SLS Q.P Combination

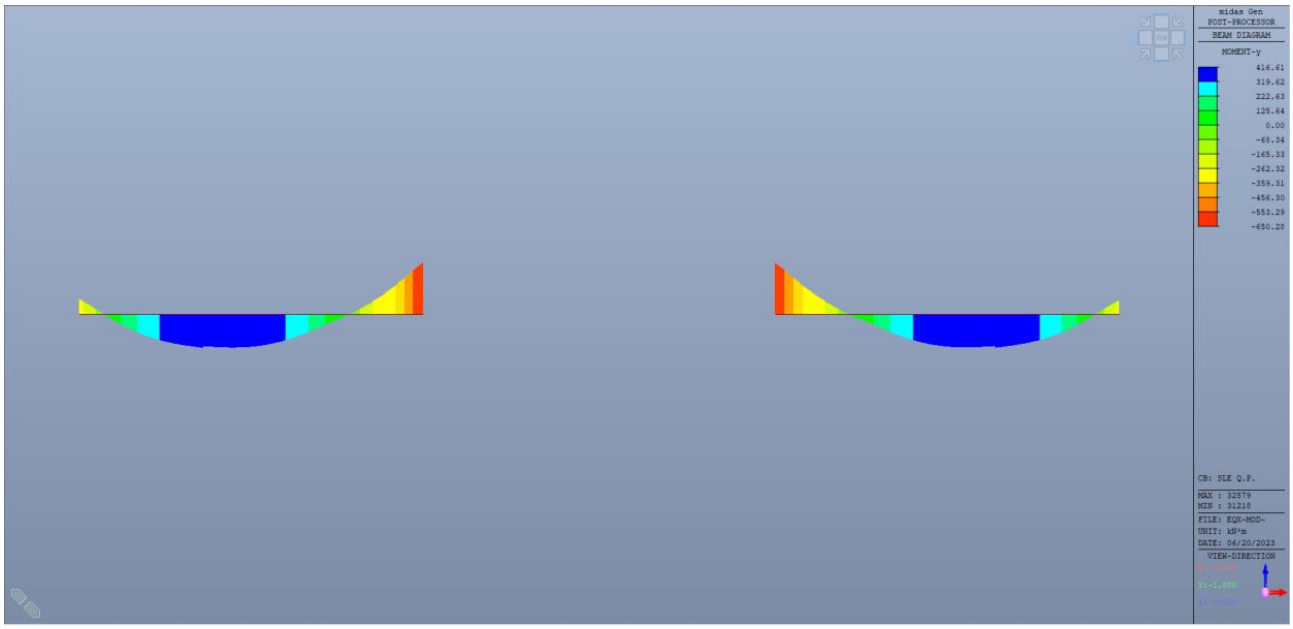


Figure 351 Bending Moment (My)

SLS Rare Envelop Combination

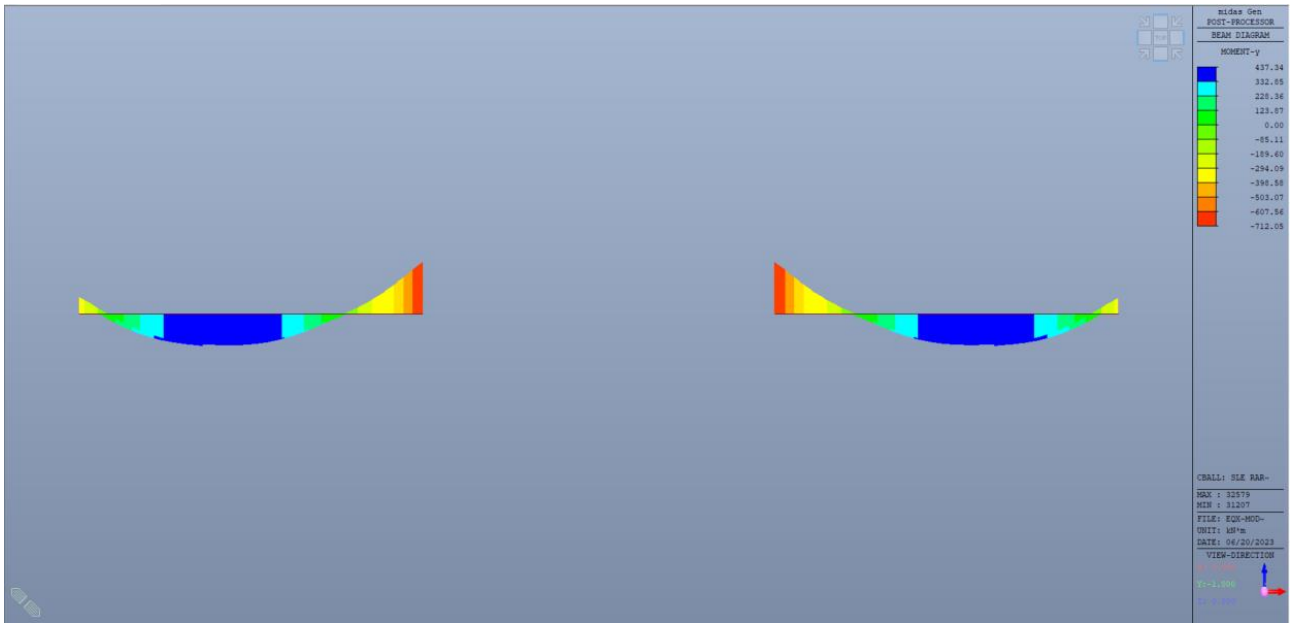


Figure 352 Bending Moment (My)

SLS Rare Frequent Combination

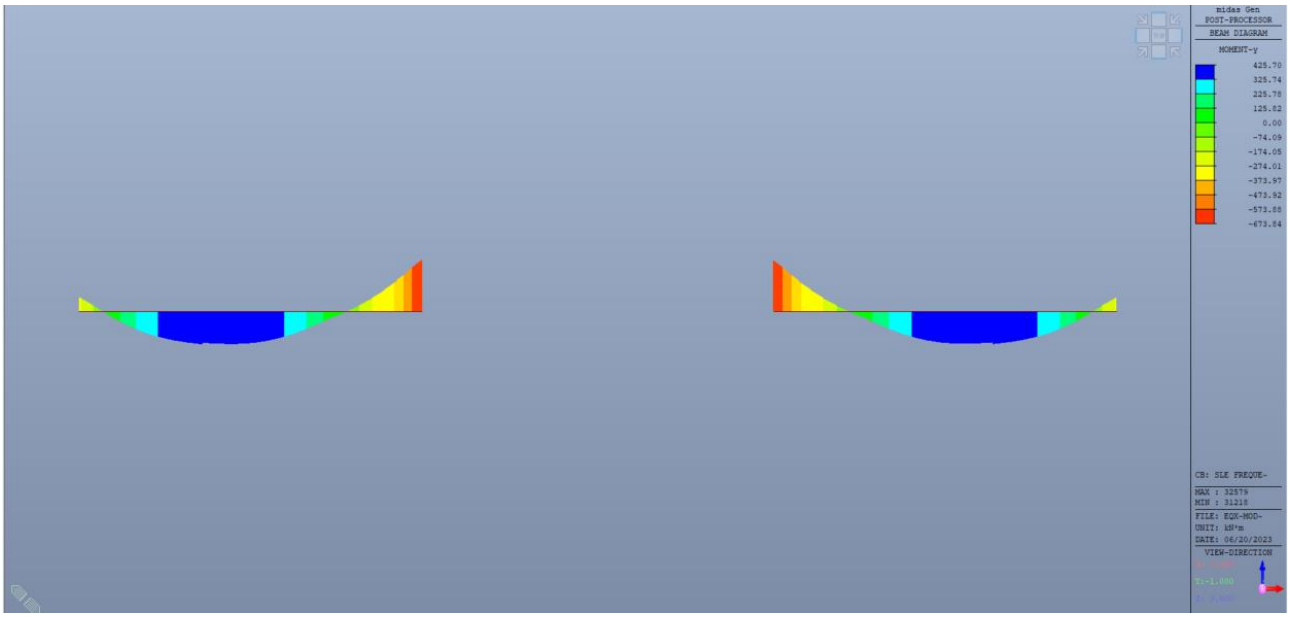


Figure 353 Bending Moment (My)

Crack Check

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Frequente		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	= 674 kNm		MEd = 650 kNm
resistenza acciaio	fyd	= 391 MPa		
resistenza calcestruzzo	fcd	= 18.1 MPa		**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	= 45 mm		Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	= 30 mm		
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	= 45 mm		Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	= 30 mm		
altezza sezione	h	= 1800 mm		**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	= 500 mm		**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	= 67 mm		XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}	= 97 mm		
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	= 55 mm		ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}	= 85 mm		

		Comb. Frequente		Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	= 0.3 mm		wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	= 0.6		kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	= 0.8		k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	= 0.5		k2 = 0.5
	k3	= 3.4		k3 = 3.4
	k4	= 0.425		k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ 26	(0 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26	(0 mm²)	

diametro equivalente armature tese	ϕeq	= 20 mm		ϕeq	= 20 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	= 0.0153	= 1.53%	ρs,eff	= 0.0153	= 1.53%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	= 0.0018	= 0.18%	ρ's	= 0.0018	= 0.18%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	= 6.00		αe	= 20.99	
coefficiente di creep finale				φ(∞,t0)	= 2.5	

		Comb. Frequente		Comb. QP
SEZIONE NON FESSURATA				
asse neutro	xi	= 900 mm		xi = 900 mm
momento d'inerzia	Jci	= 2.540528E+11 mm4		Jci = 2.87E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 2.4 MPa		σc1 = 2.0 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	= 13.0 MPa		σs1 = 38.9 MPa
momento di fessurazione	Mcr	= 853 kNm		Mcr = 965 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA				
asse neutro	xif	= 226.662506 mm		xif = 373 mm
momento d'inerzia	Jci	= 2.35E+10 mm4		Jci = 7.28E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 6.5 MPa		σc1 = 3.3 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	= 258.5 MPa		σs2 = 254.9 MPa
deformazione media	εsm - εcm	= 0.00078		εsm - εcm = 0.00076
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	= 541 mm		sr,max = 541 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

Tension Check

F.01 TENSIONALE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Caratteristica	Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	= 712 kNm	MEd = 650 kNm
resistenza acciaio	fyd	= 391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	= 18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	= 45 mm	Fe 450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	= 45 mm	Rck 40 MPa
altezza sezione	h	= 1800 mm	ϕ staffe 12 mm
larghezza sezione	b	= 500 mm	
profondità del baricentro delle armature tese	d*'	= 67 mm	
profondità del baricentro delle armature compresse	d*''	= 67 mm	
durata del carico: breve durata			
tensione limite cls compresso	σc	= 19.2 MPa	σc = 14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	= 360 MPa	

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ 26		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ 20	(1571 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq	= 20 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	= 0.0188	= 1.88%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	= 0.0018	= 0.18%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	= 6.00	

SEZIONE NON FESSURATA		Comb. Caratterisitca		Comb. QP
asse neutro	xi	= 900.0 mm	xi	= 900 mm
momento d'inerzia	Jci	= 2.560746E+11 mm4	Jci	= 2.56E+11 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 2.5 MPa	σc1	= 2.3 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	= 13.9 MPa	σs1	= 12.7 MPa
momento di fessurazione	Mcr	= 860 kNm	Mcr	= 860 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA				
asse neutro	xif	= 227 mm	xif	= 227 mm
momento d'inerzia	Jci	= 2.35E+10 mm4	Jci	= 2.35E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 6.88 MPa	σc1	= 6.3 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	= 273.4 MPa	σs2	= 249.7 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 2.5 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	= 13.9 MPa	<	σs	= 360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 2.3 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK

10.10.3 Foundation Slab

The surface foundation, consisting of beams and plinths, ends with a 50 cm slab that determines the continuity of the foundation's support surface, which is directly able to accommodate the ground floor.

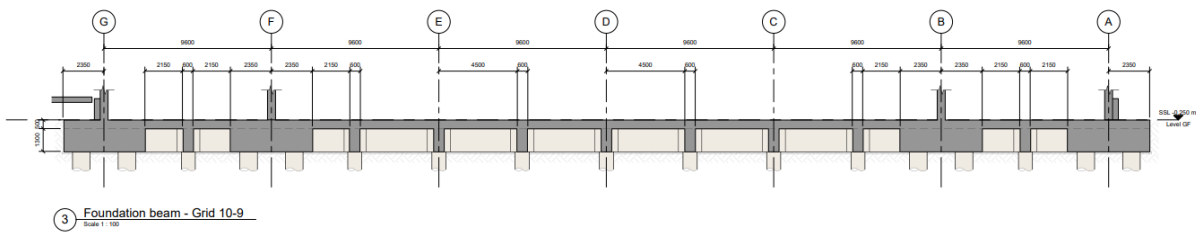


Figure 354 Foundation beam

As can be seen from the section below, the 50 cm of slab near the plinth is part of the total plinth height of 1.80 m. Therefore, only the remaining part of the slab between the plinths and the beams needs specific considerations to determine the bending reinforcement.

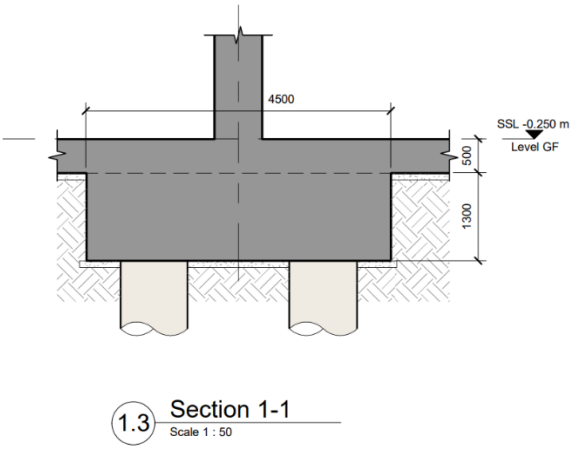


Figure 355 Typical section for foundation beam

10.10.3.1 ULS Check

Bending Check

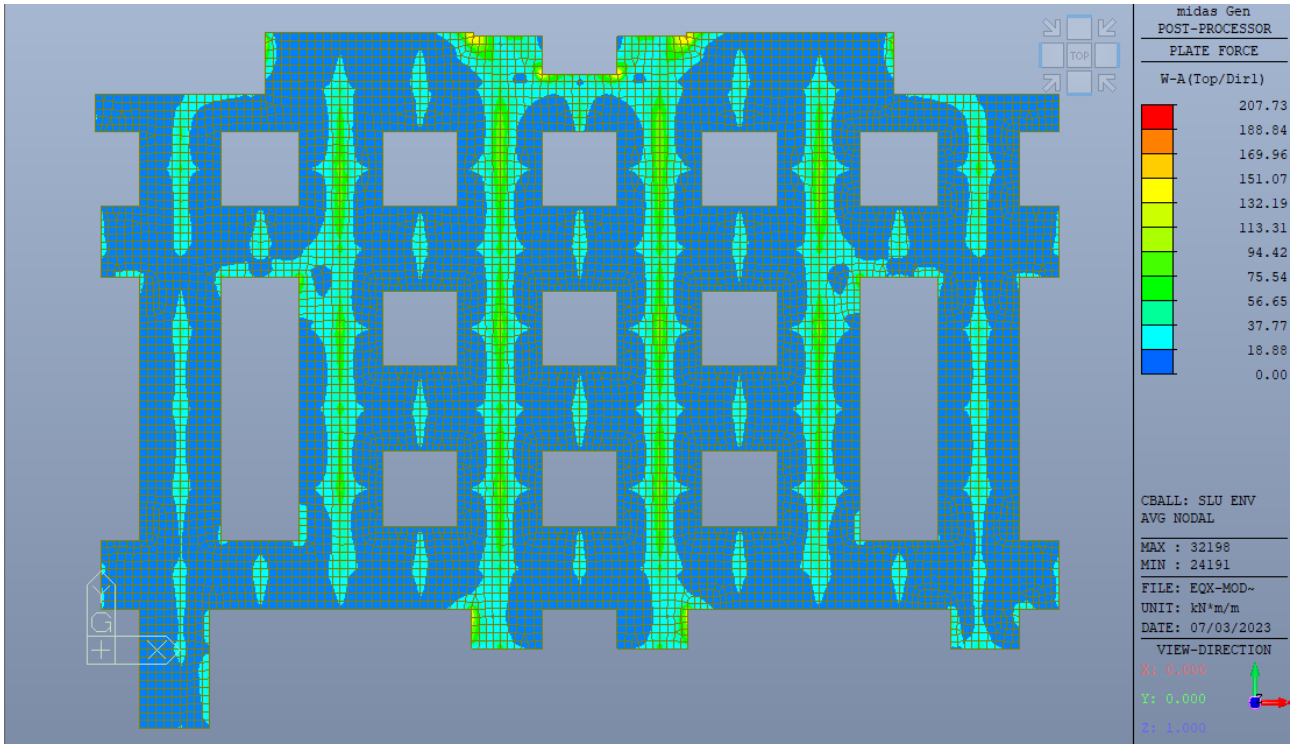


Figure 356 Bending moment My – Top x direction

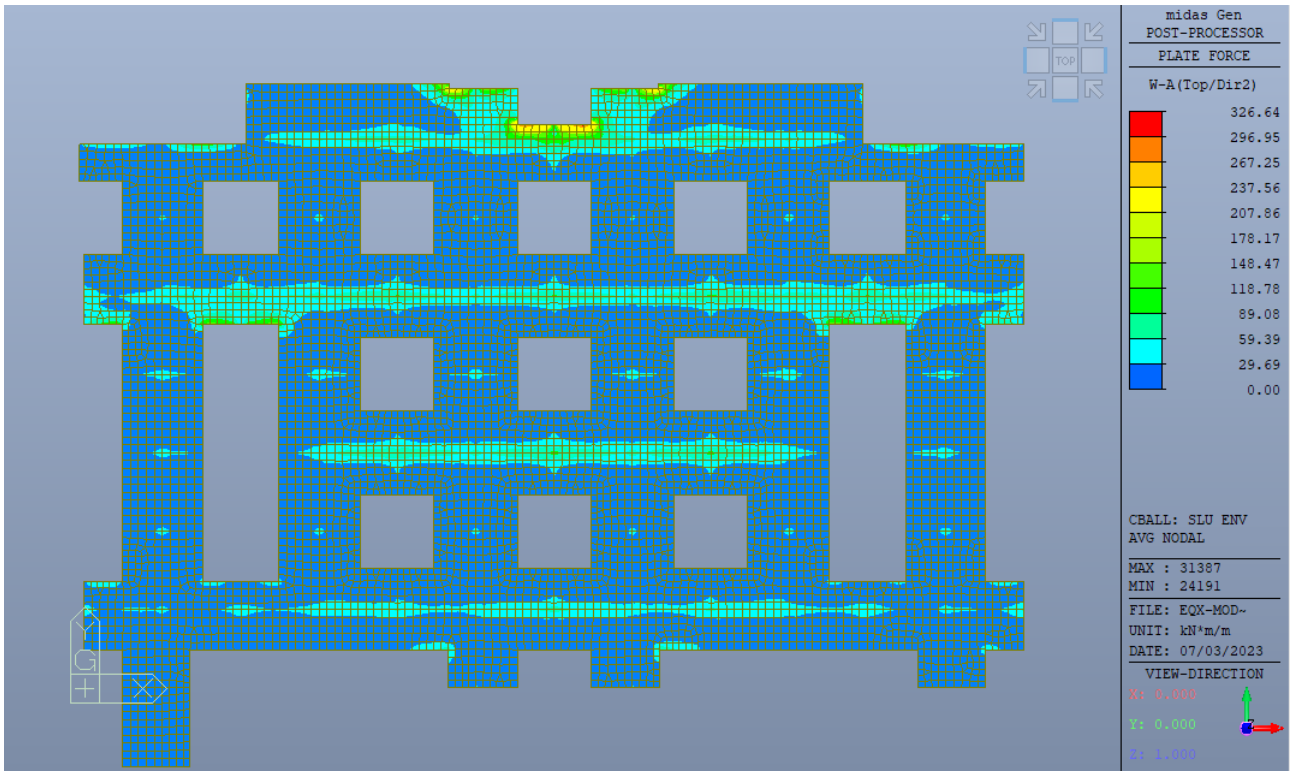


Figure 357 Bending moment My – Top y direction

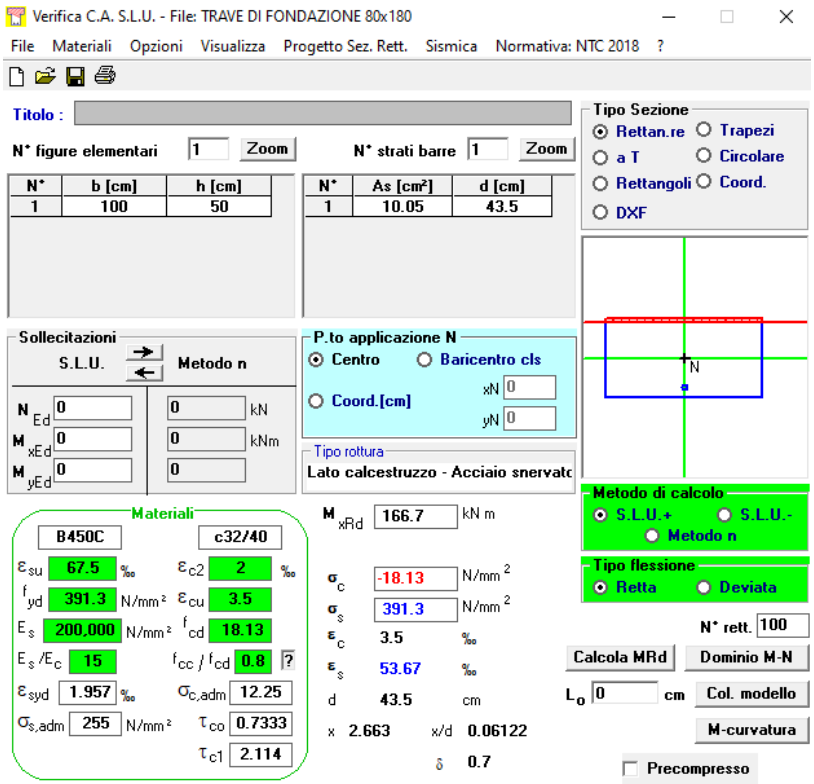


Figure 358 Bending moment check

It is necessary to provide a base mash of Φ16 space 200 mm, with which the resistant moment covers all zones for the x direction top and bottom of the moment and y direction bottom of the moment ULS.

Therefore, with the basic mesh, the areas indicated in the image below remain uncovered, obtained by replacing the resistant moment guaranteed by the basic mesh in the range of the moment.

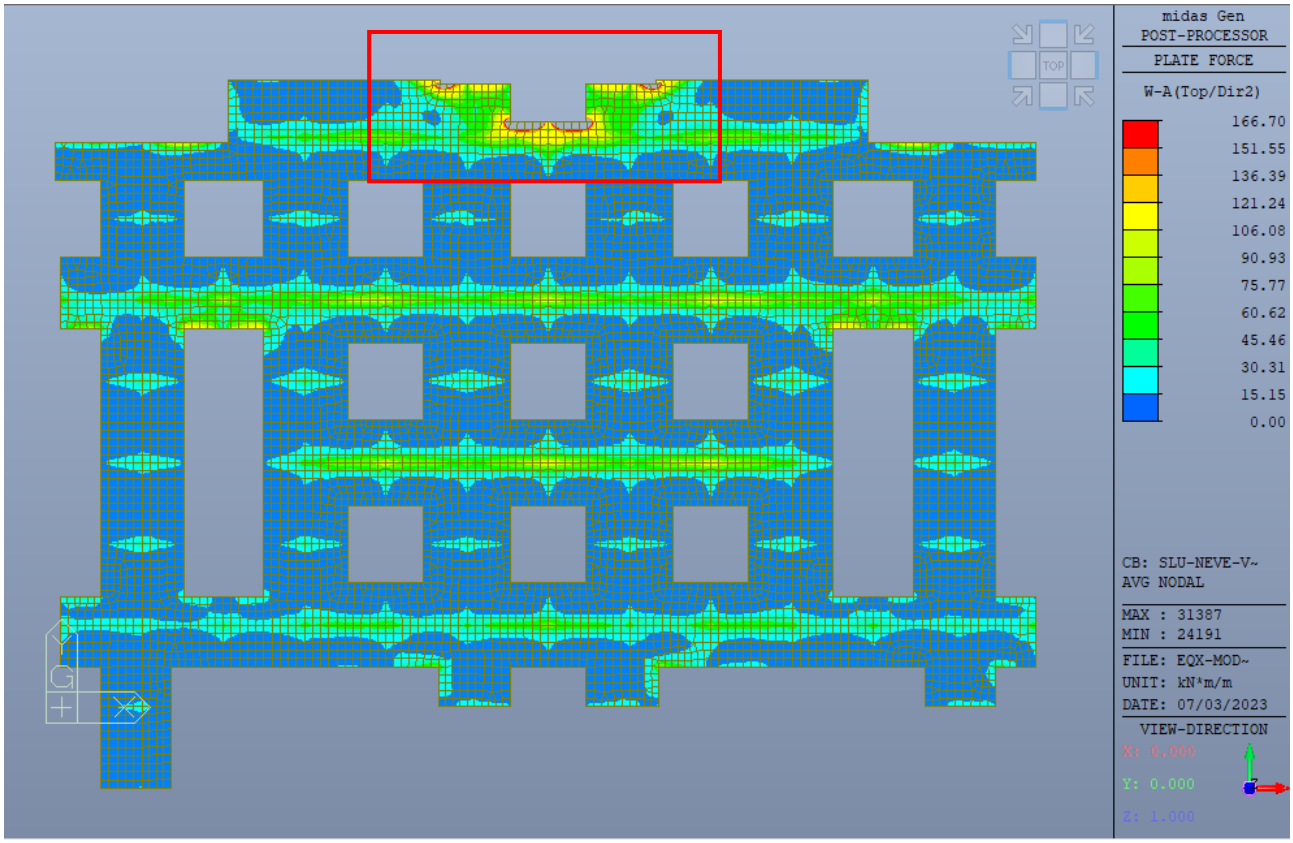


Figure 359 Basic mesh - Φ16 space 200 mm

For uncovered areas it is necessary to provide a thickening reinforcement in the y direction, the length of which depends on the length of the open area to which must be added the anchor length equal to 60 times the diameter of the bar.

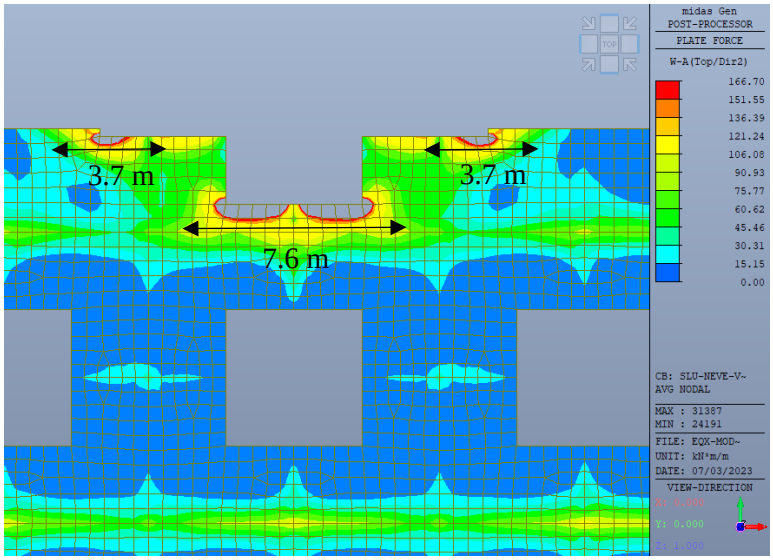


Figure 360 Length of thickening bars - Φ16 space 100 mm

It is necessary to guarantee a reduced pitch with the same reinforcement as the basic mesh, i.e. Φ16 space 100 mm.

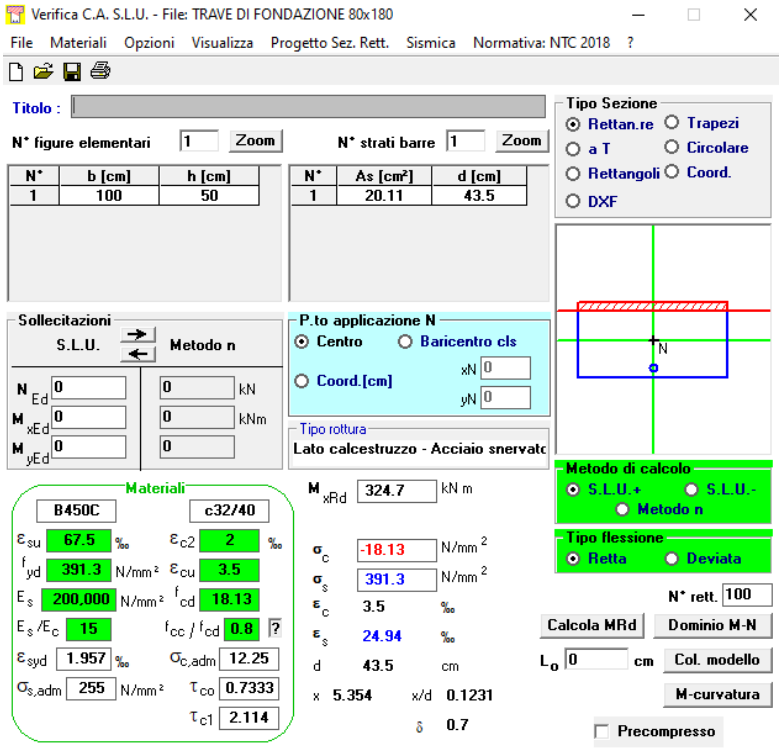


Figure 361 Bending moment check - Φ16 space 100 mm

With the resistant moment obtained from a beam of one meter with a height of 50 cm, a resistant moment is obtained that can satisfy the ULS check, as seen in the Figure 362.

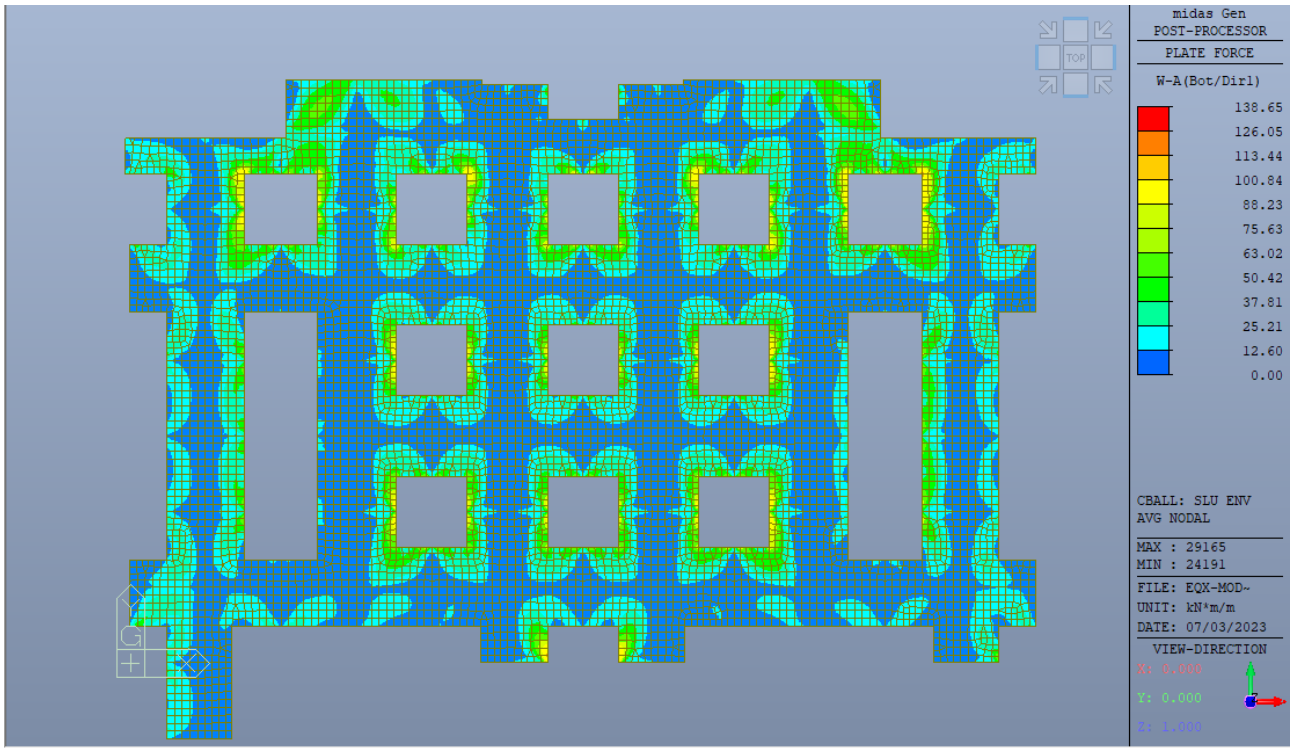


Figure 362 Bending moment My – Bottom x direction - Φ16 space 100 mm

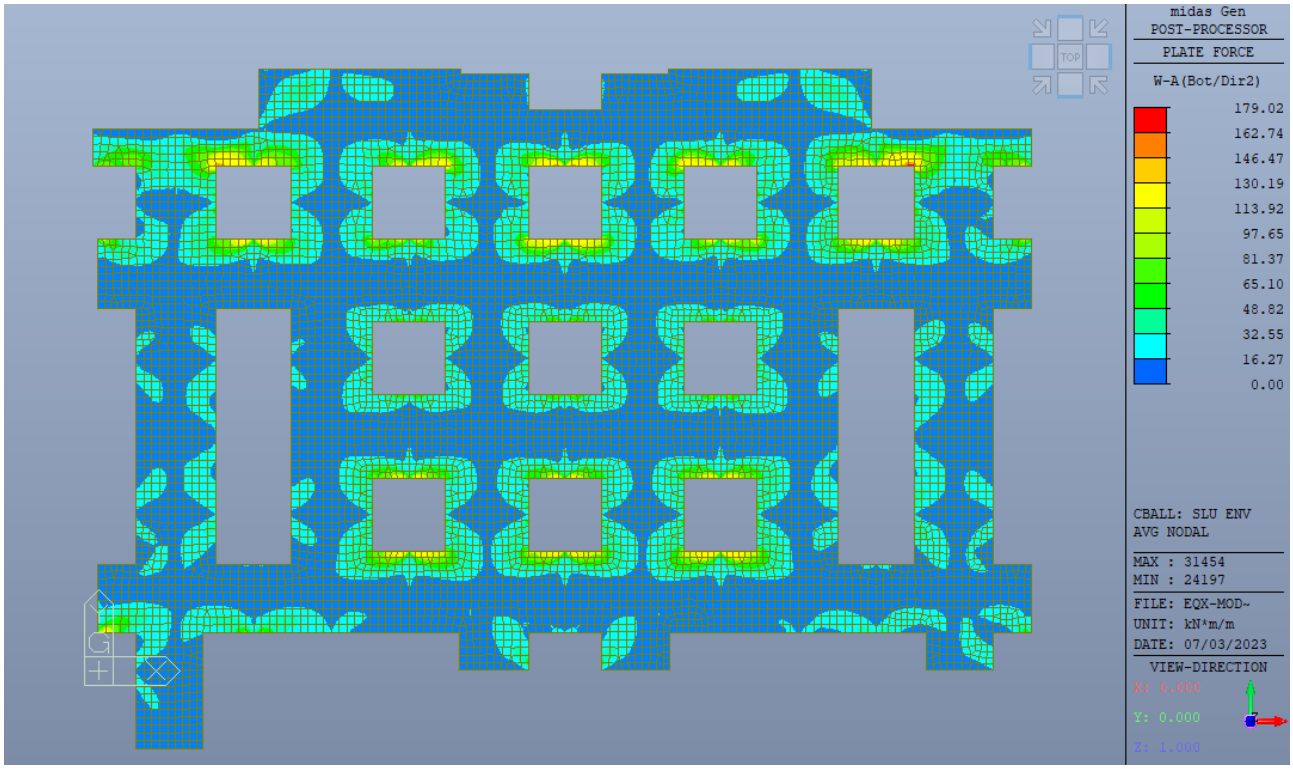


Figure 363 Bending moment My – Bottom y direction

Shear Check

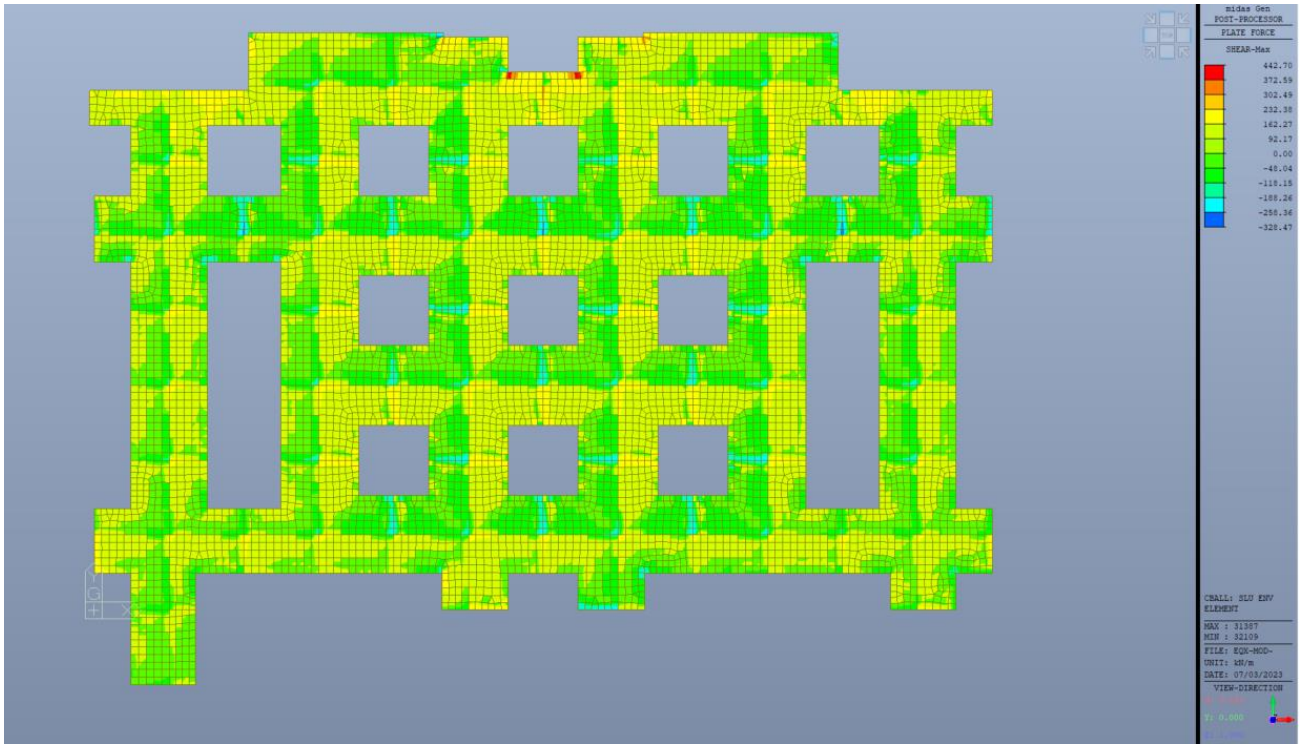


Figure 364 Shear check

With reference to Chapter 4 of NTC218, it is possible to carry out shear verification in ULS combination, considering a section one metre wide and 50 cm wide.

V.01 TAGLIO Verifica di Resistenza
(Metodo del traliccio ad inclinazione variabile)

sollecitazione assegnata	VEd =	443 kN		Materiali
resistenza acciaio	fyd =	391 MPa		Fe 450 MPa
resistenza calcestruzzo	fcd =	18.8 MPa		Rck 40 MPa
resistenza ridotta del calcestruzzo	f'cd =	9.4 MPa		
altezza sezione	h =	500 mm		
copriferro arm. inferiore	c =	45 mm		
altezza utile sezione per calcolo	d =	435 mm		
larghezza sezione	bw =	1000 mm		
Coefficiente k	k =	1.68		Tipo di elemento
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l =	0.002311		Trave rettangolare
barre longitudinali inferiori 1 (tese)	5 ϕ	16	1005	mm^2
barre longitudinali inferiori 2 (tese)	0 ϕ	12		
barre longitudinali superiori 1	5 ϕ	16	1005	mm^2
barre longitudinali superiori 2	0 ϕ	0		

0. Verifica a taglio senza armatura trasversale

Resistenza a taglio senza armatura trasversale	VRd =	173 kN	(4.1.14)
Limite inferiore di resistenza a taglio	VRd,min =	191 kN	(4.1.14)
Staffe	2 ϕ	12 / 150 mm	
area dell'armatura trasversale	Asw =	226.19 mm^2	
area staffe unitaria	aw =	1508 mm^2/m	
rapporto meccanico d'armatura trasversale	ωw =	0.0627	
angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale	α =	90°	1.57 rad
metodo di inserimento angolo puntone		Automatico (intersezione tra Vrd,c e Vrd,s)	
angolo d'inclinazione dei puntoni di cls	θ =	22°	0.38 rad
sforzo assiale nella membratura	NEd =	0 kN	(NEd=0 a favore di sicurezza)
coefficiente maggiorativo	αc =	1.00	

1. Verifica a taglio-trazione

2. Resistenza a taglio trazione VRsd = 577.5 kN (4.1.18)

Verifica a taglio-compressione

Resistenz a taglio-compressione VRcd = 1269.9 kN (4.1.19)

Taglio Resistente Vrd = 578 kN > 443 kN OK

10.10.3.2 SLS check

SLS Q.P Combination

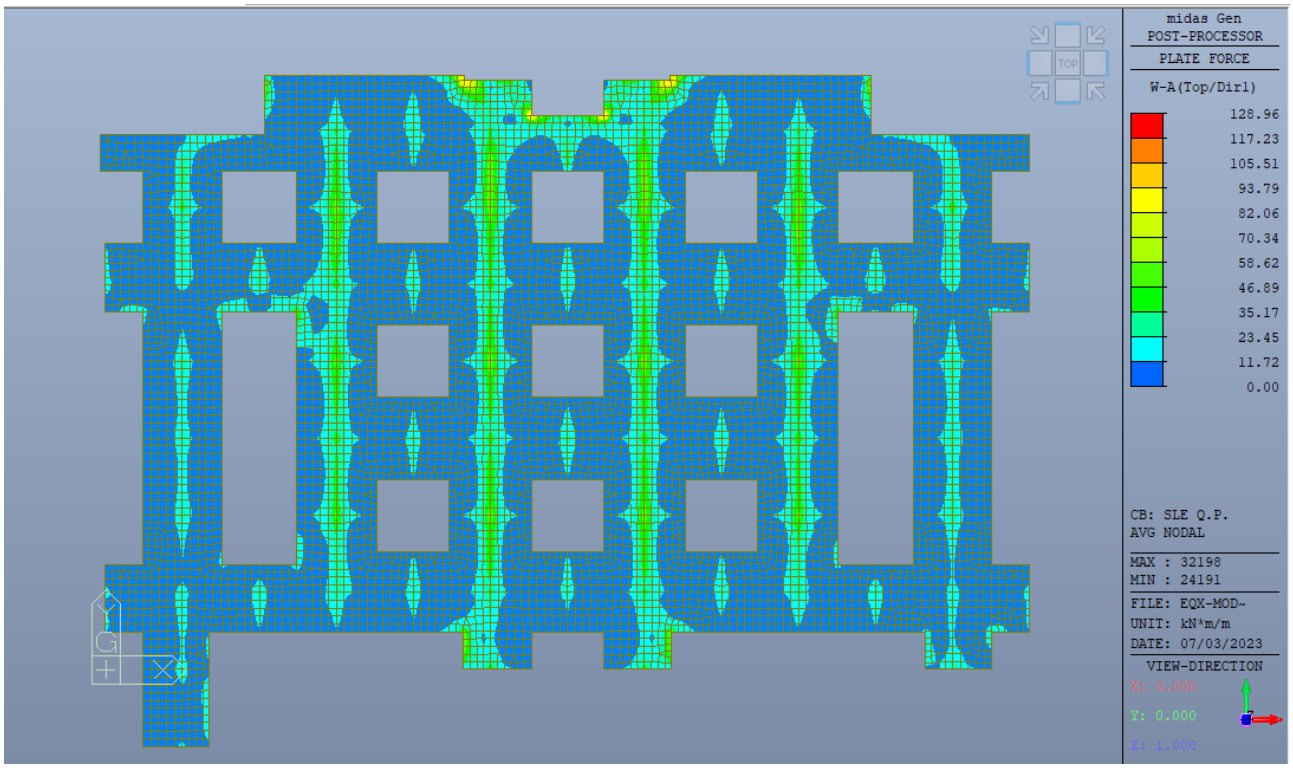


Figure 365 Bending Moment My – Top x direction

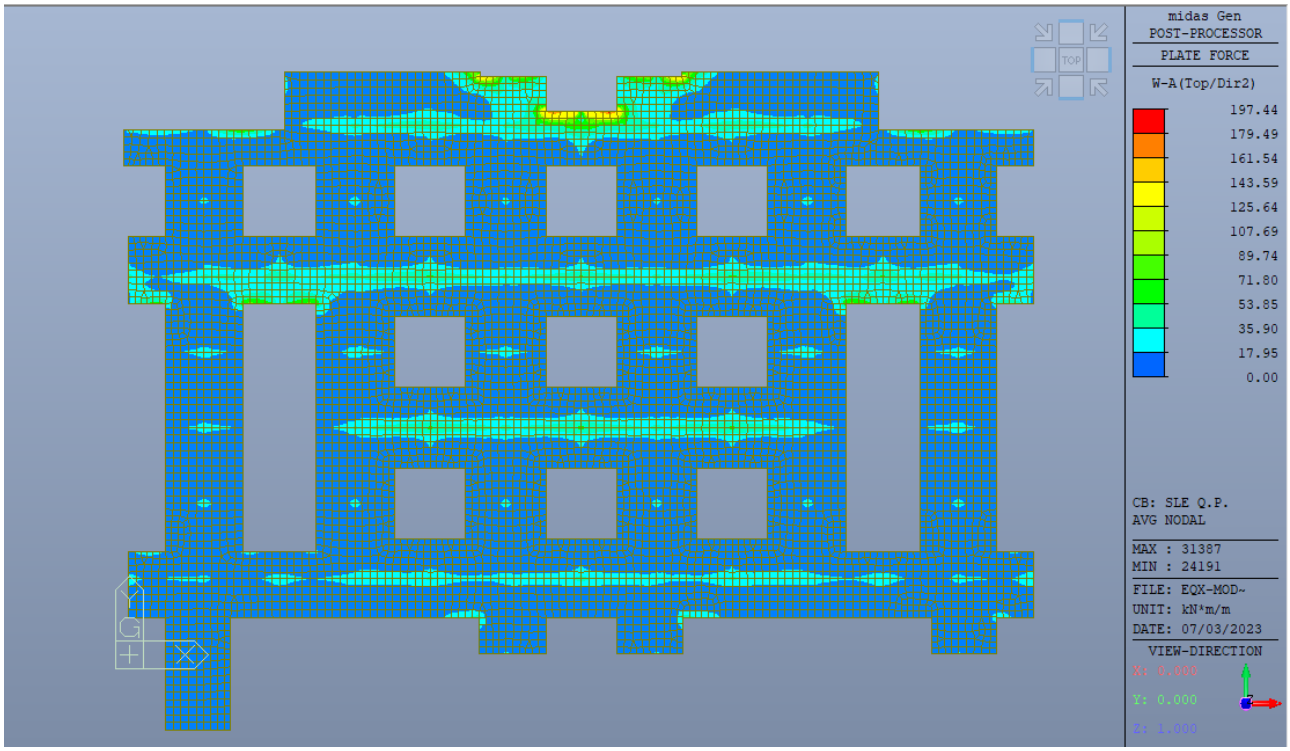


Figure 366 Bending Moment My – Top y direction

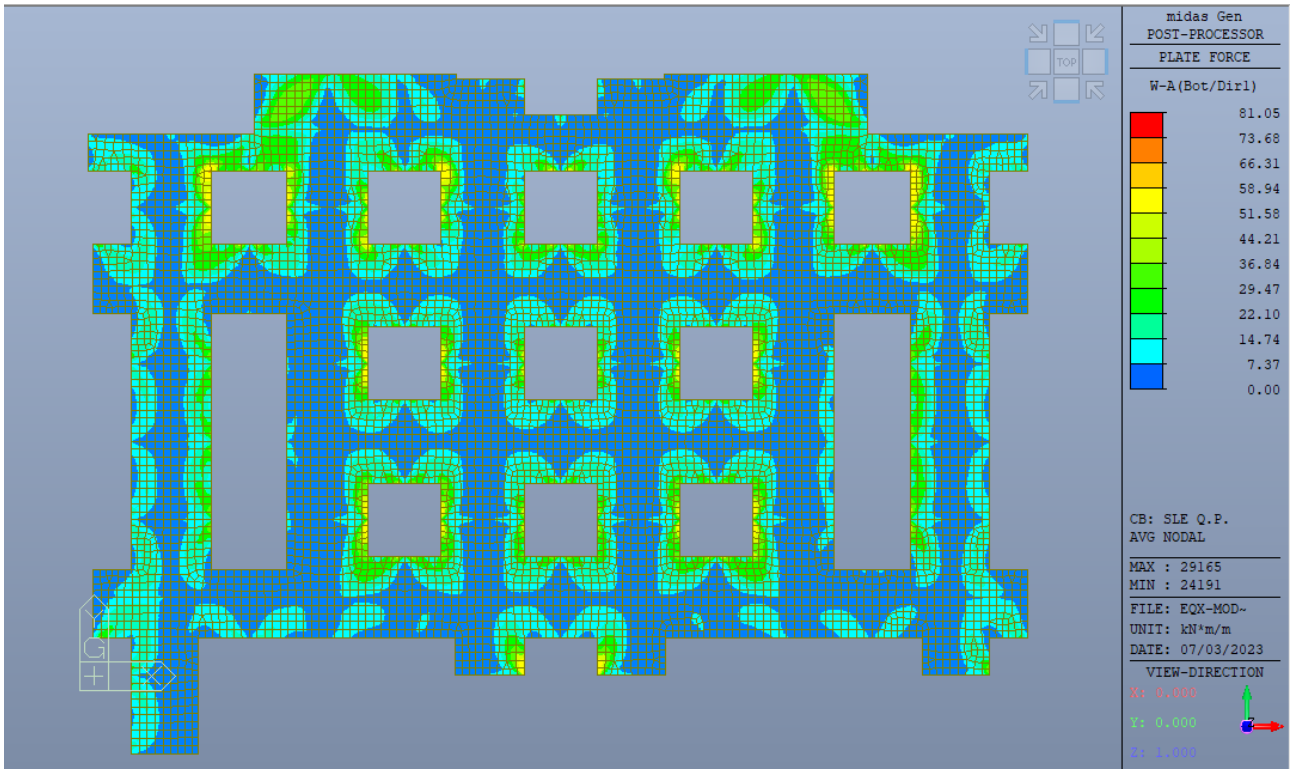


Figure 367 Bending Moment My – Bottom x direction

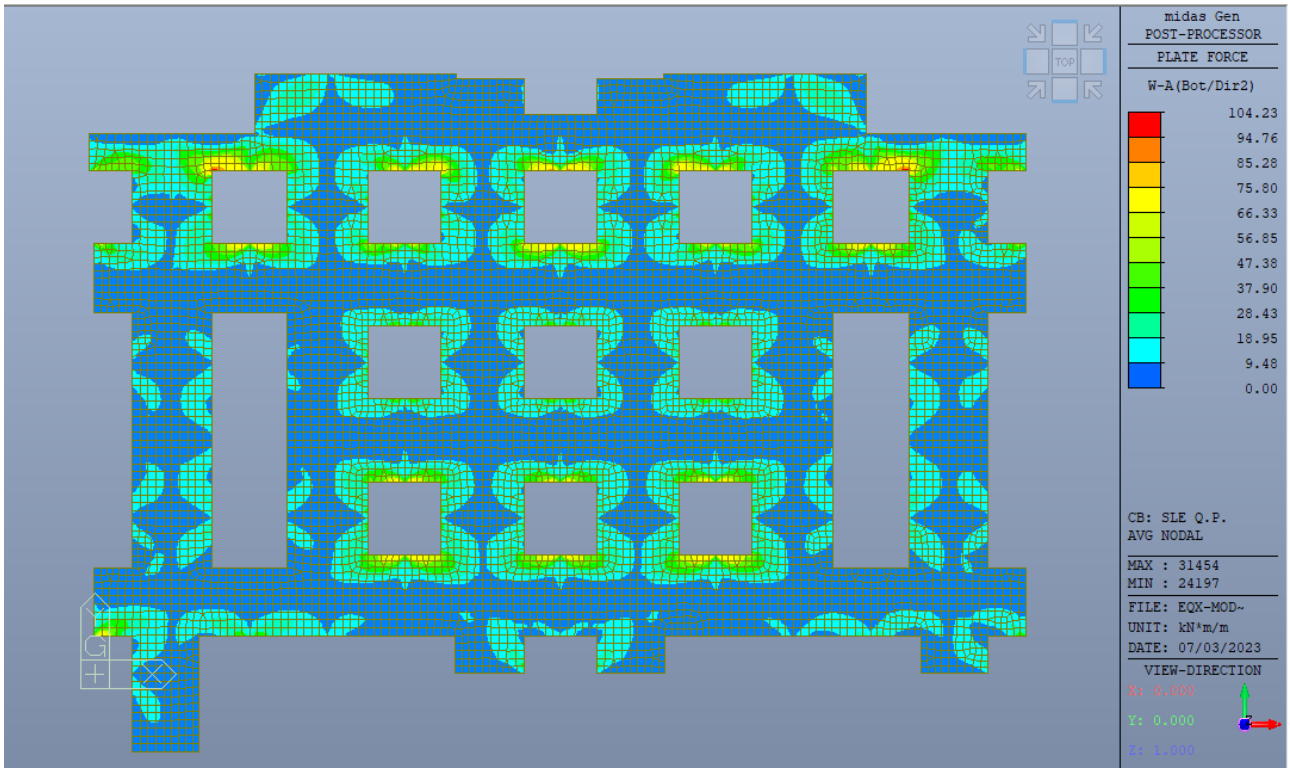


Figure 368 Bending Moment My – Bottom y direction

SLS Rare Envelop Combination

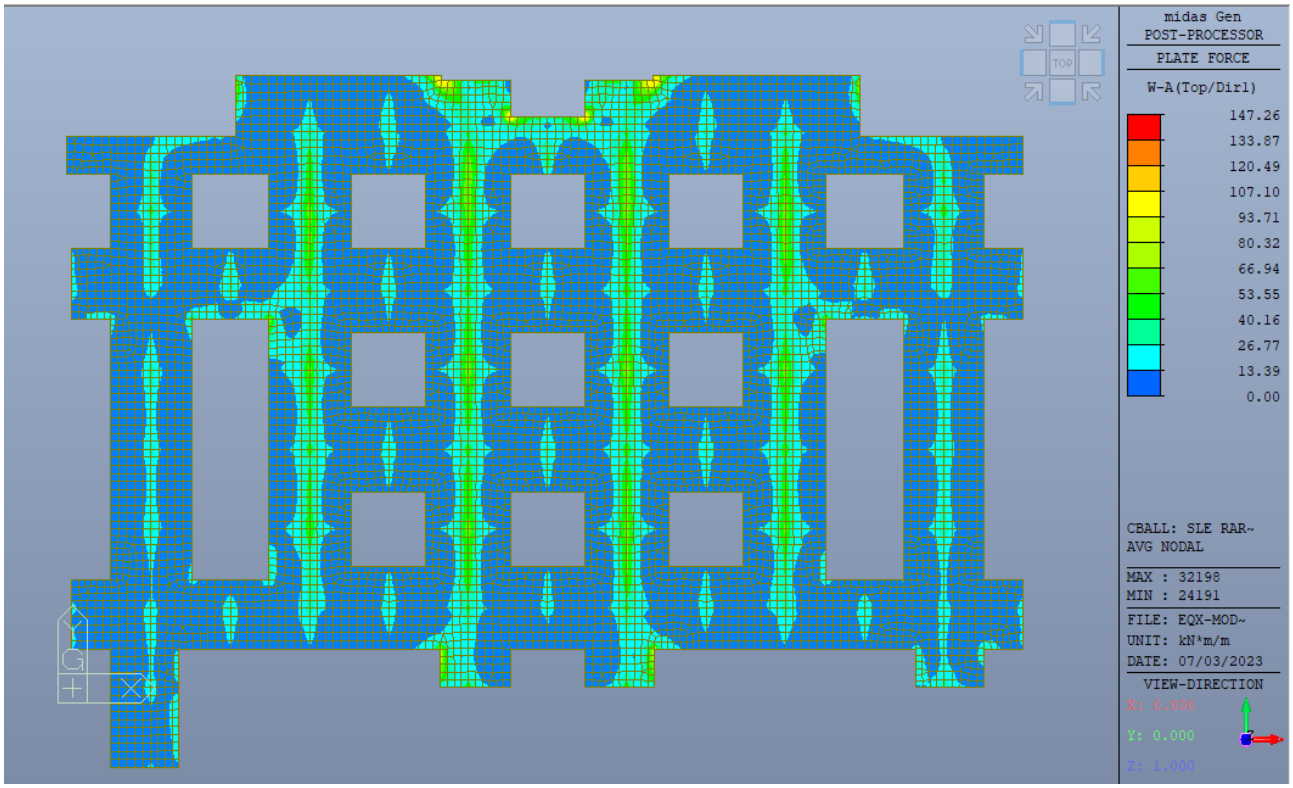


Figure 369 Bending Moment My – Top x direction

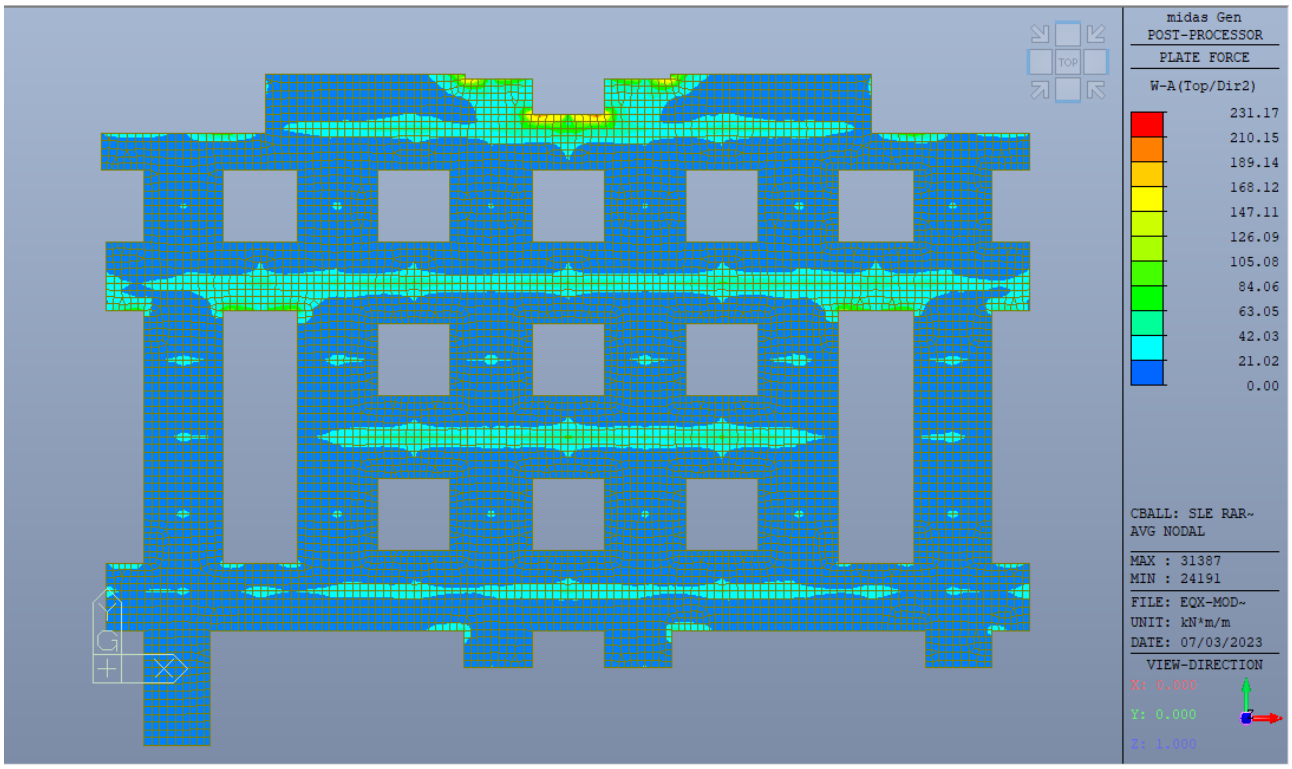


Figure 370 Bending Moment My – Top y direction

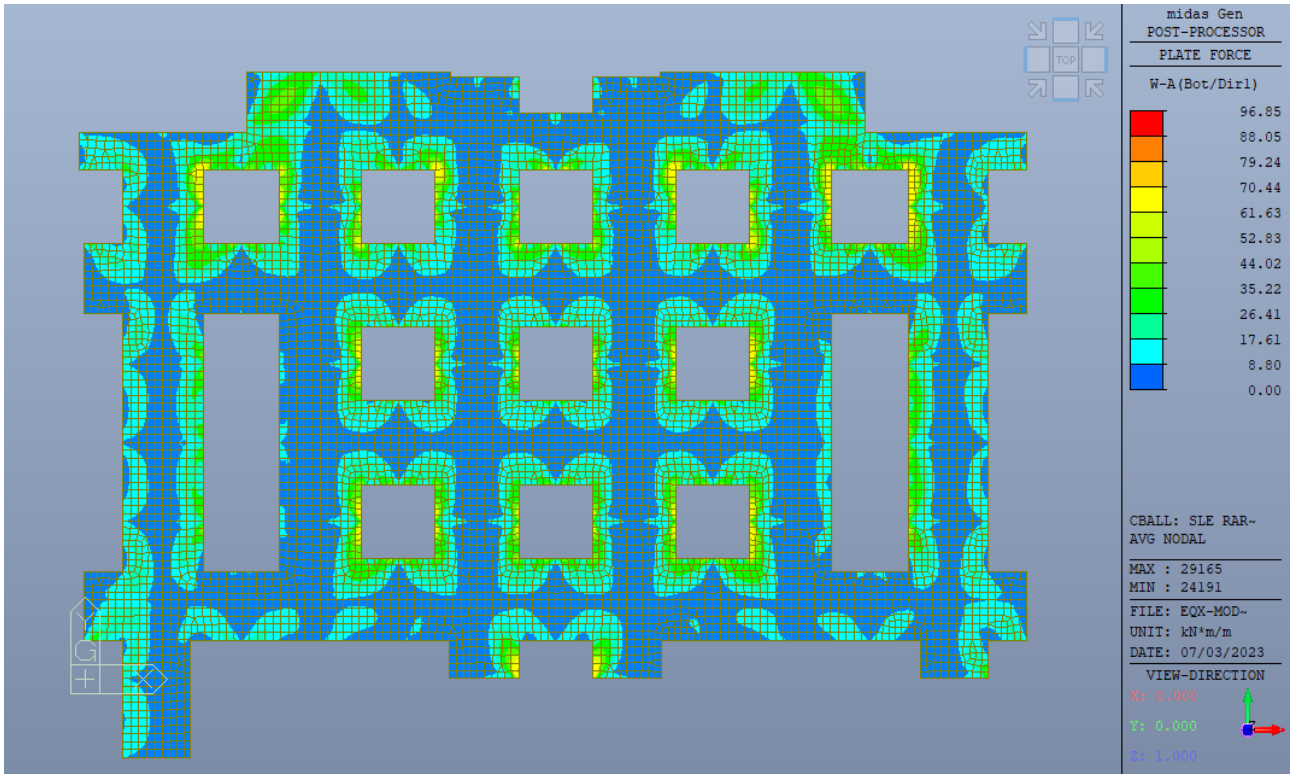


Figure 371 Bending Moment My – Bottom x direction

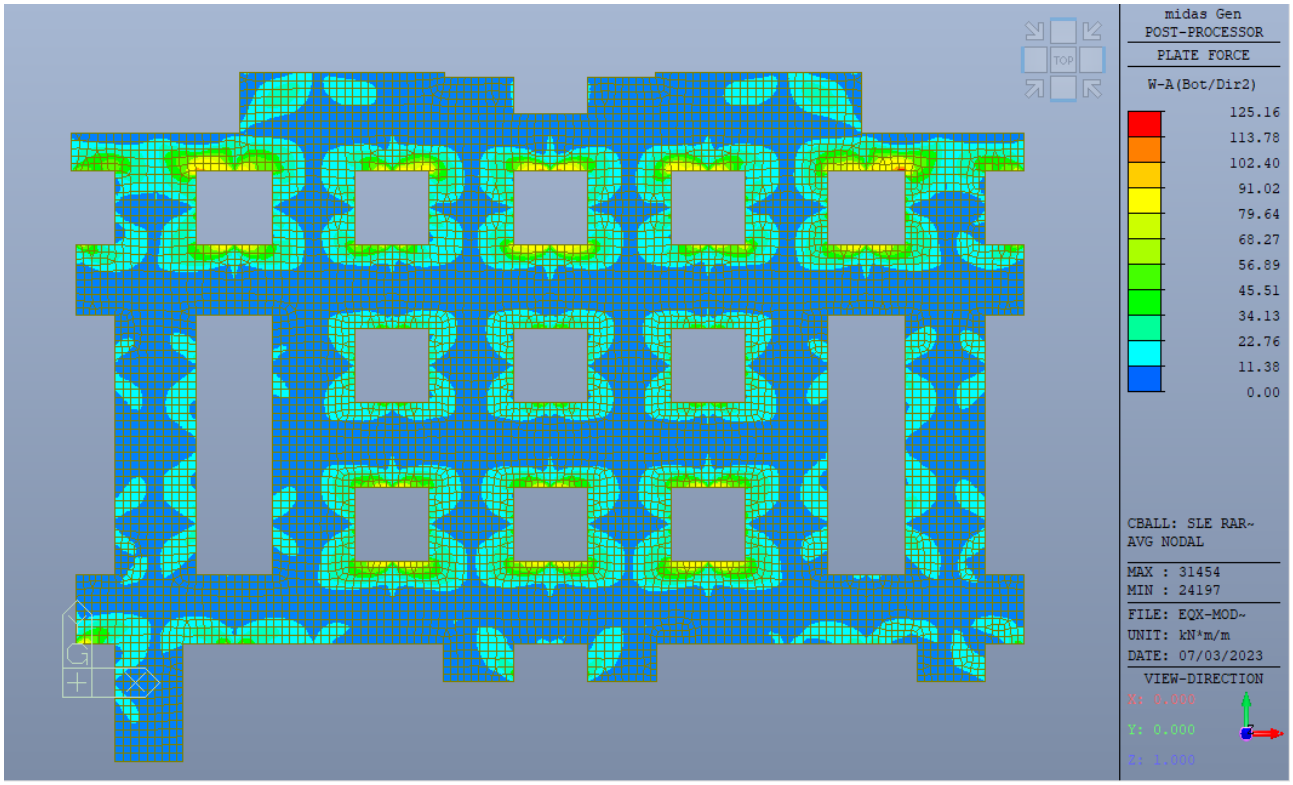


Figure 372 Bending Moment My – Bottom y direction

SLS Frequent Envelop Combination 1

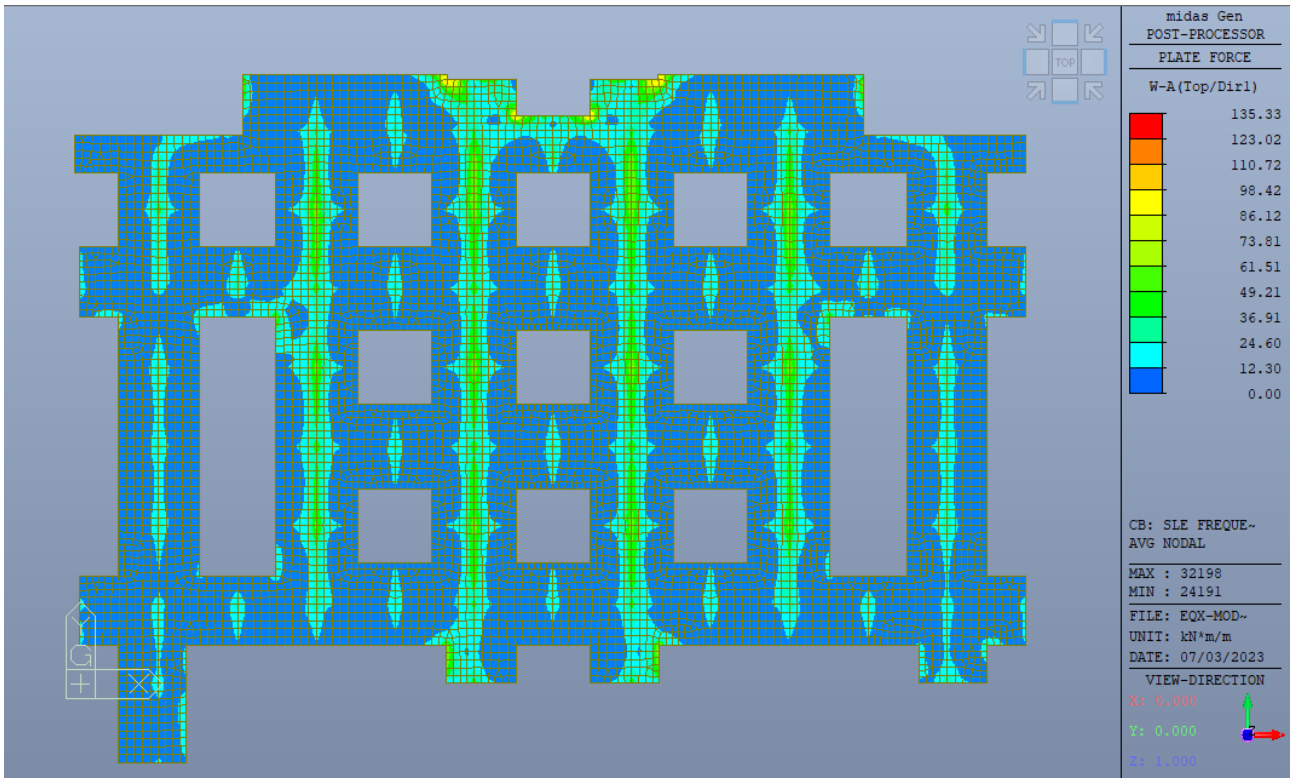


Figure 373 Bending Moment My – Top x direction

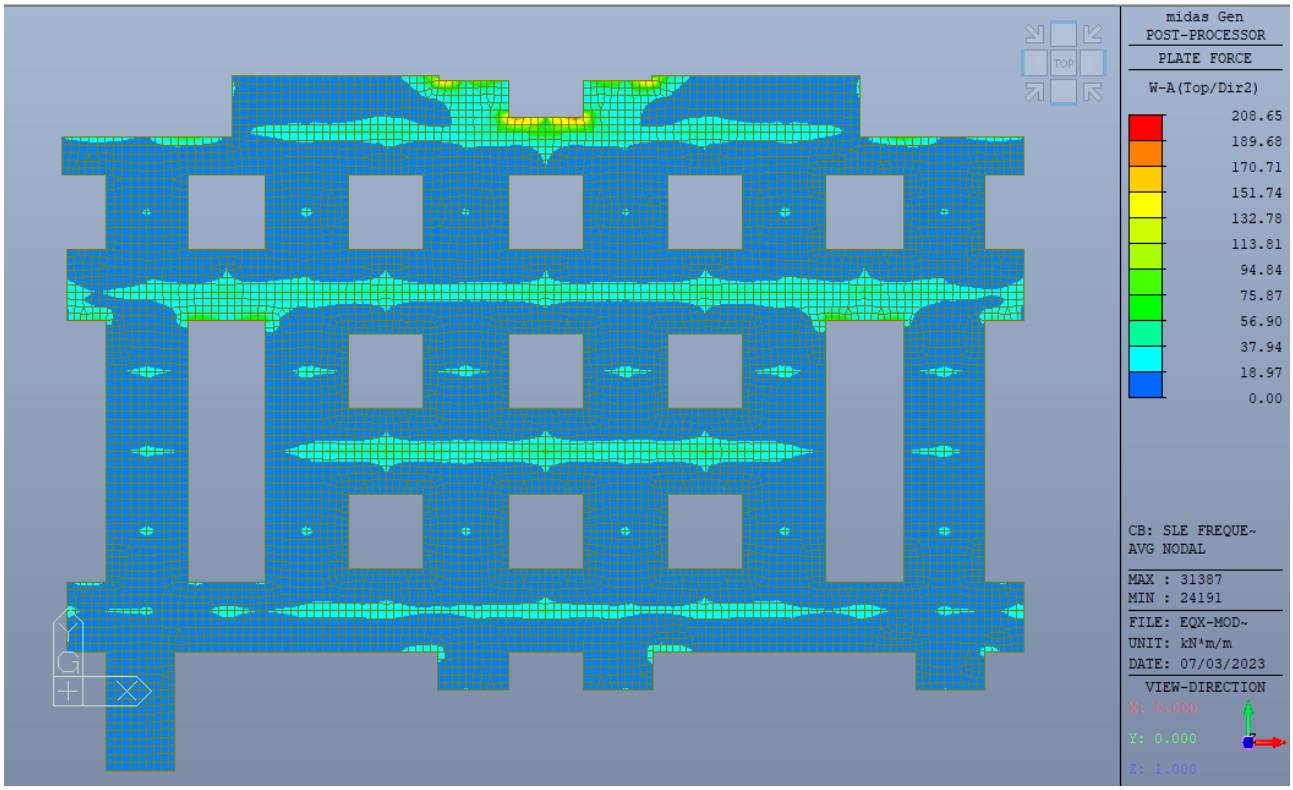


Figure 374 Bending Moment My – Top x direction

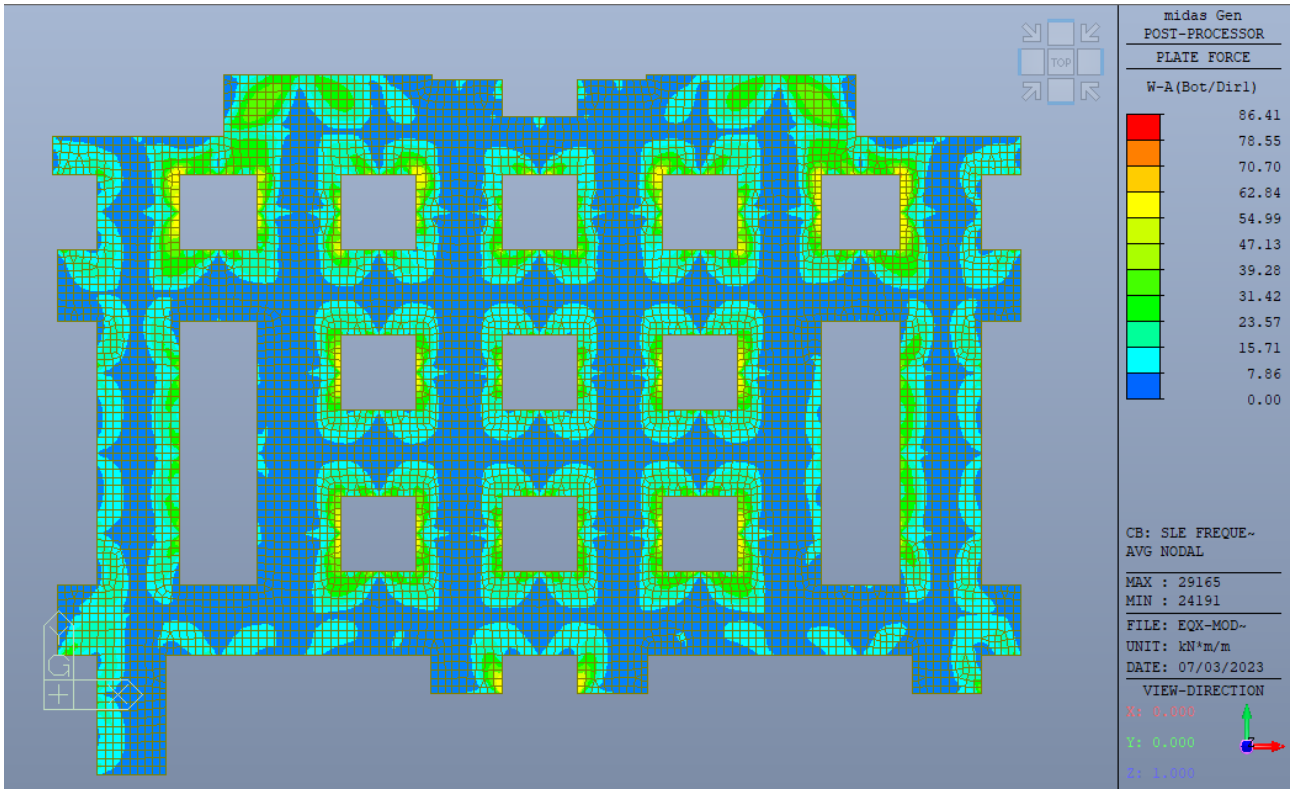


Figure 375 Bending Moment My – Bottom x direction

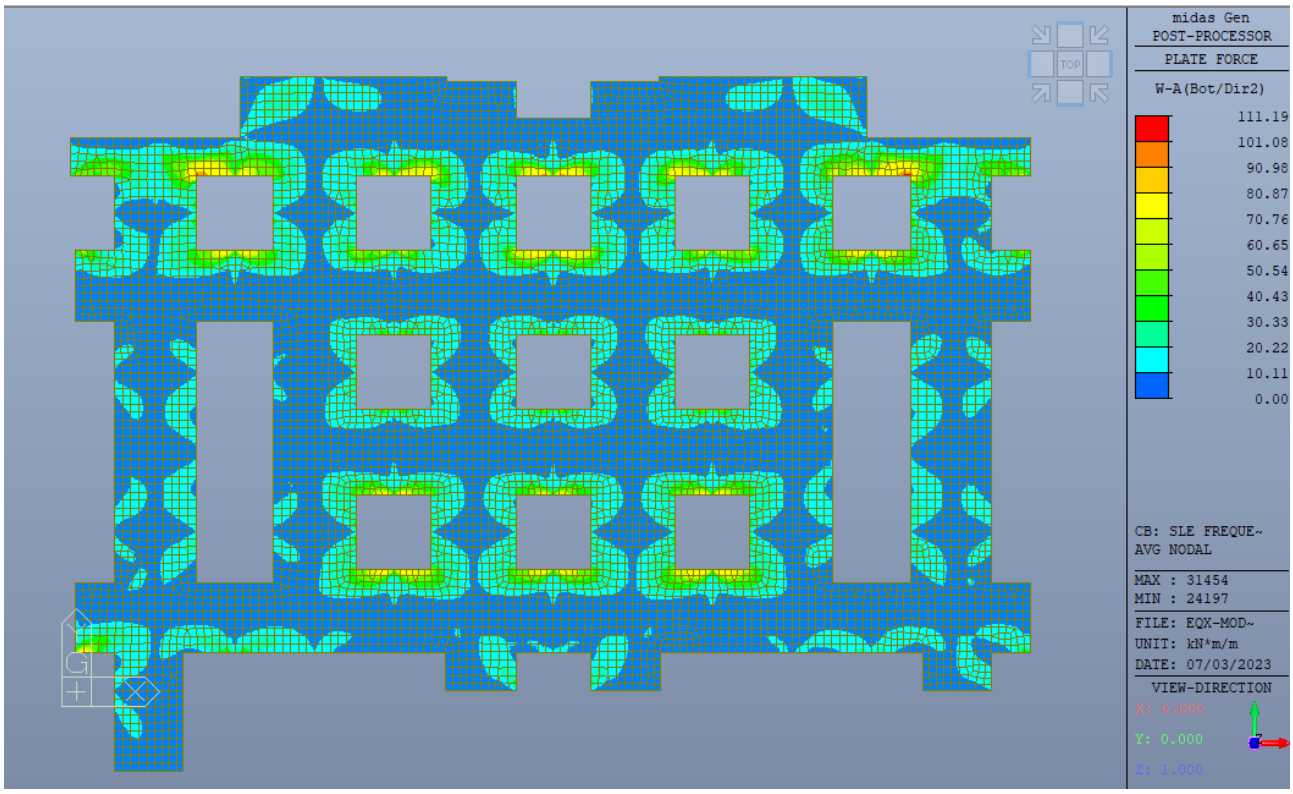


Figure 376 Bending Moment My – Bottom y direction

SLS Frequent Envelop Combination 2

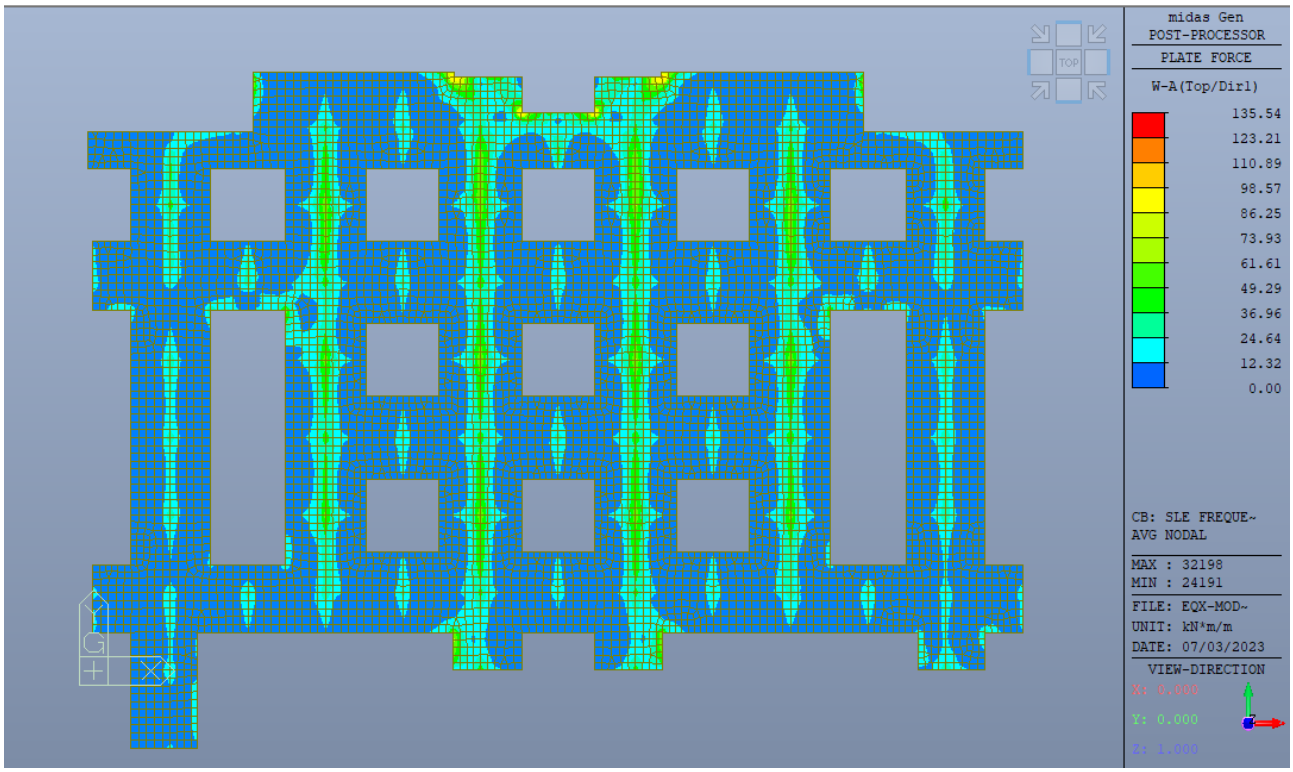


Figure 377 Bending Moment My – Top x direction

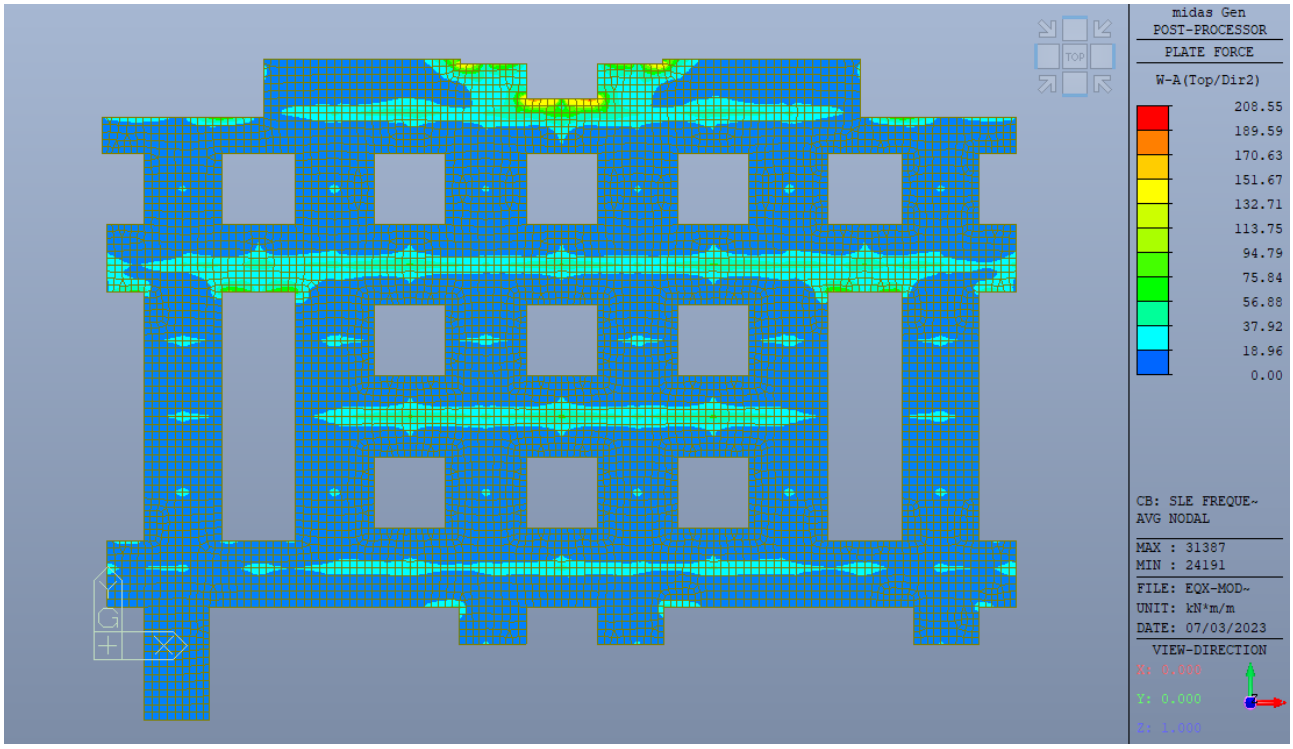


Figure 378 Bending Moment My – Top y direction

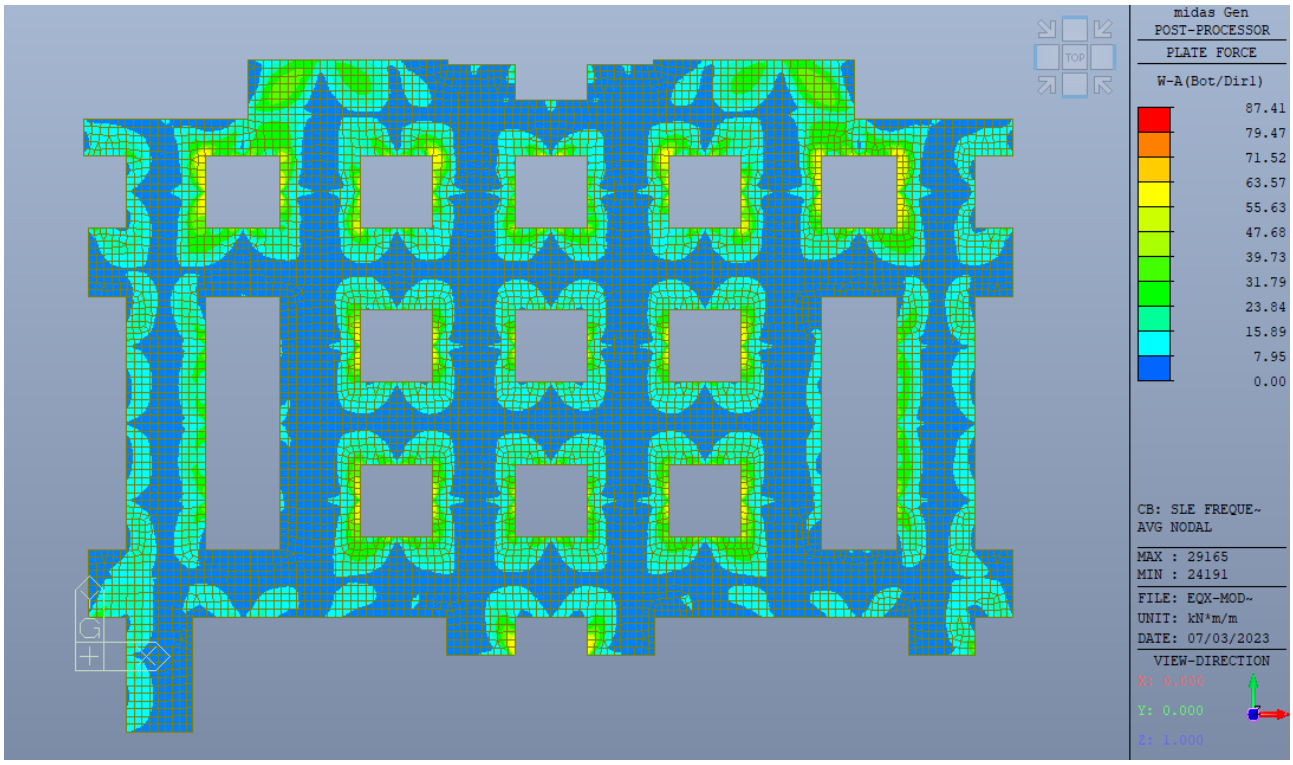


Figure 379 Bending Moment My – Bottom x direction

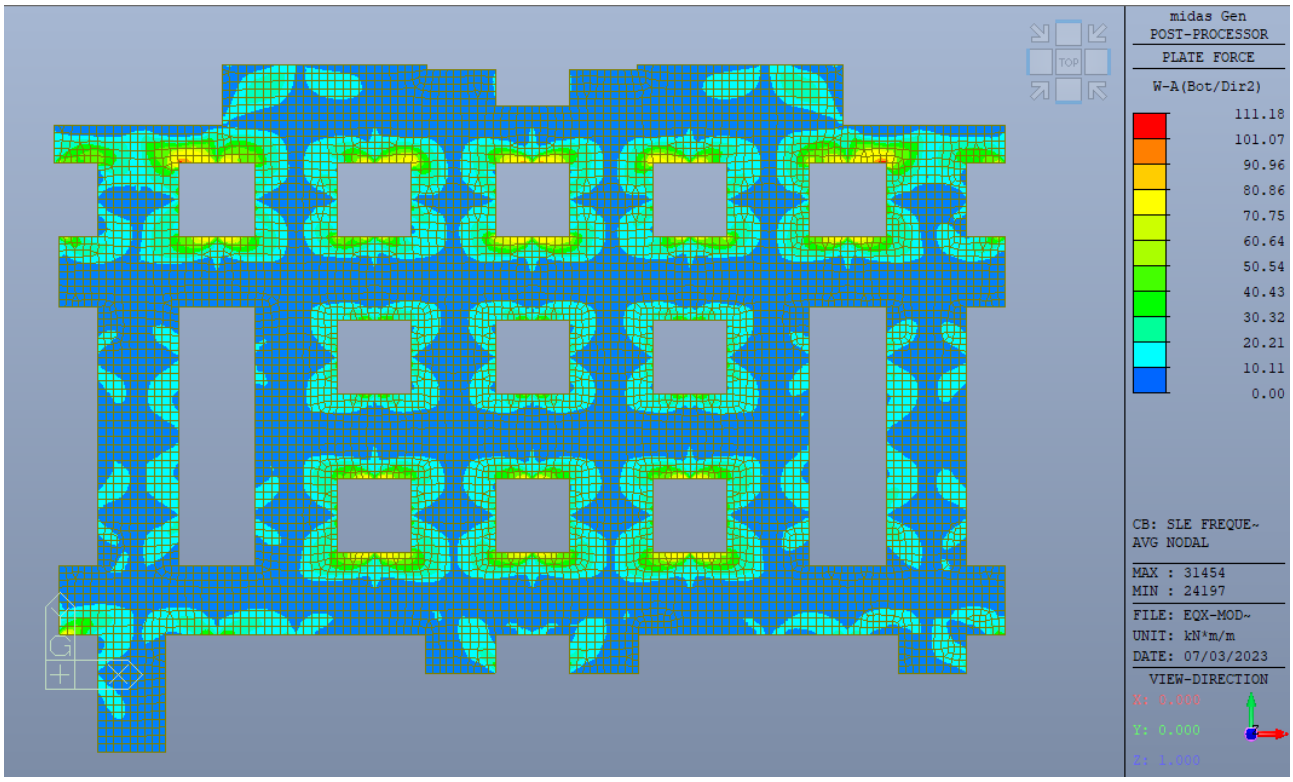


Figure 380 Bending Moment My – Bottom y direction

SLS Frequent Envelop Combination 3

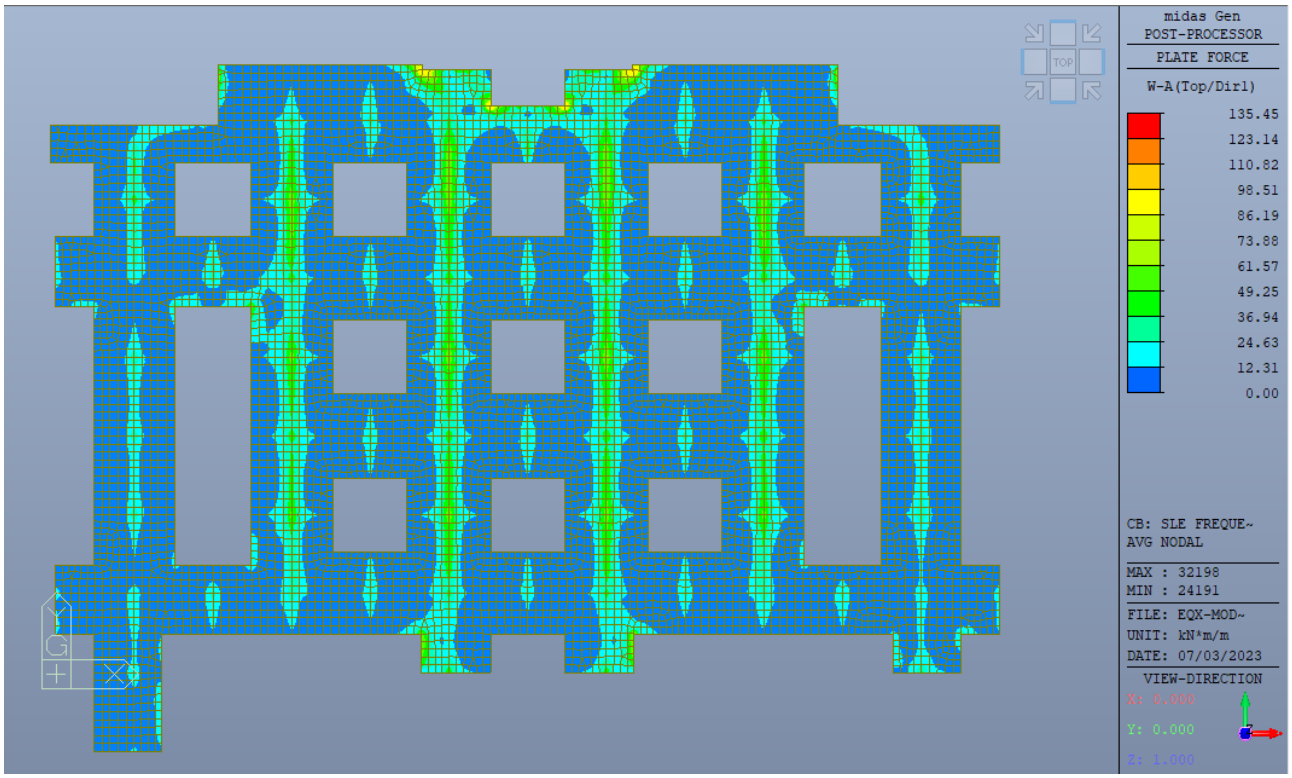


Figure 381 Bending Moment My – Top x direction

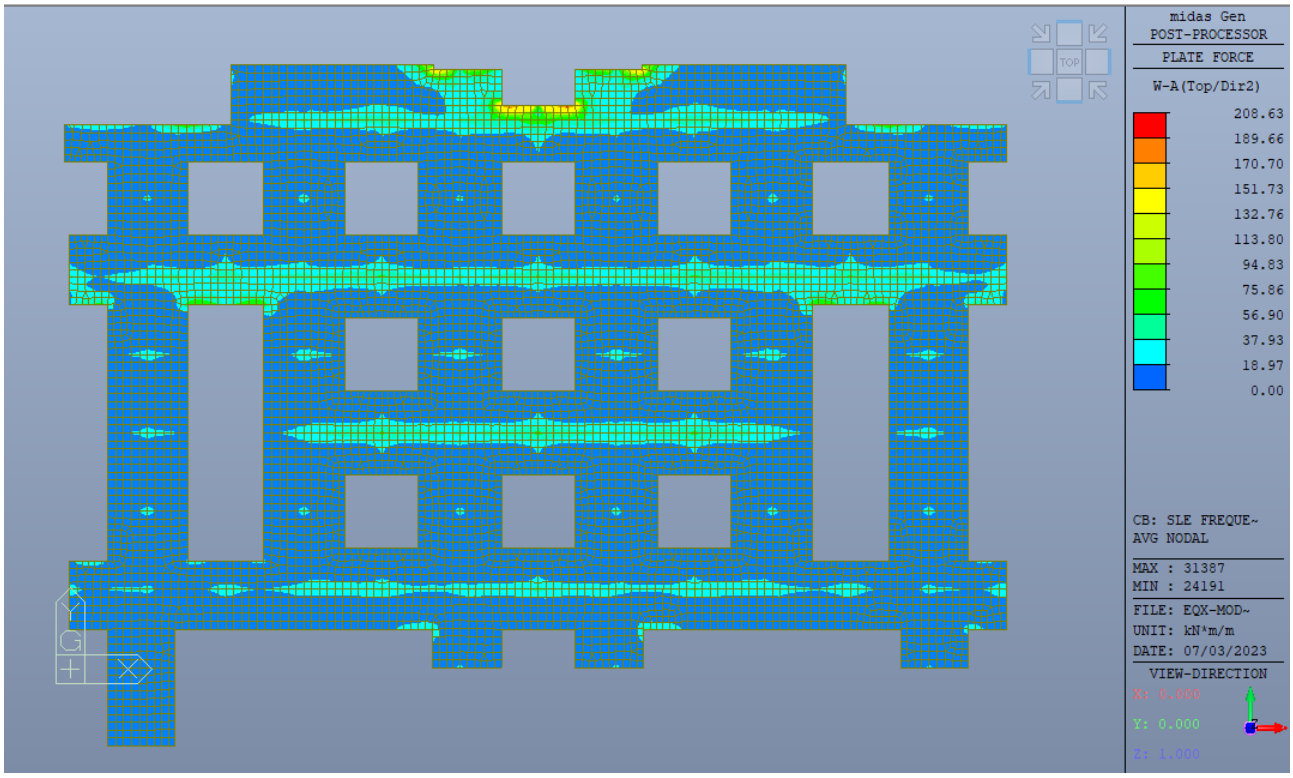


Figure 382 Bending Moment My – Top y direction

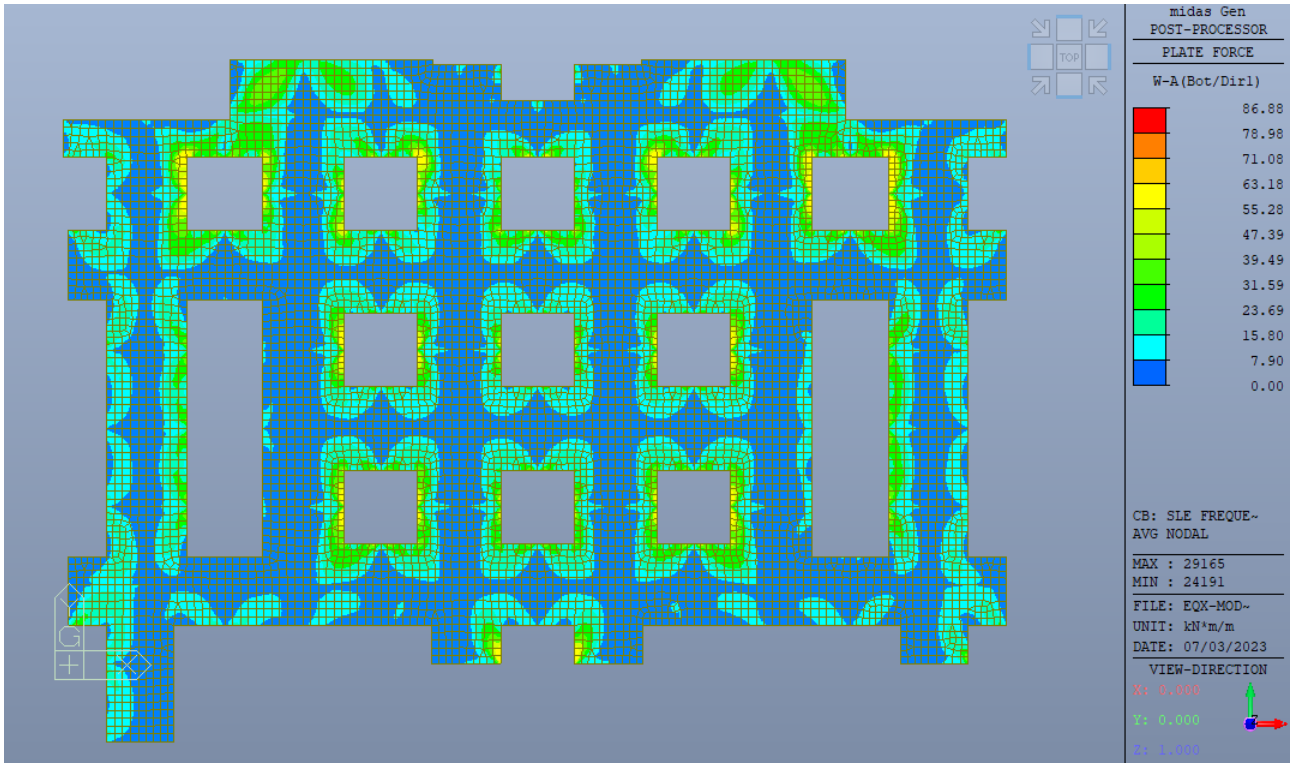


Figure 383 Bending Moment My – Bottom x direction

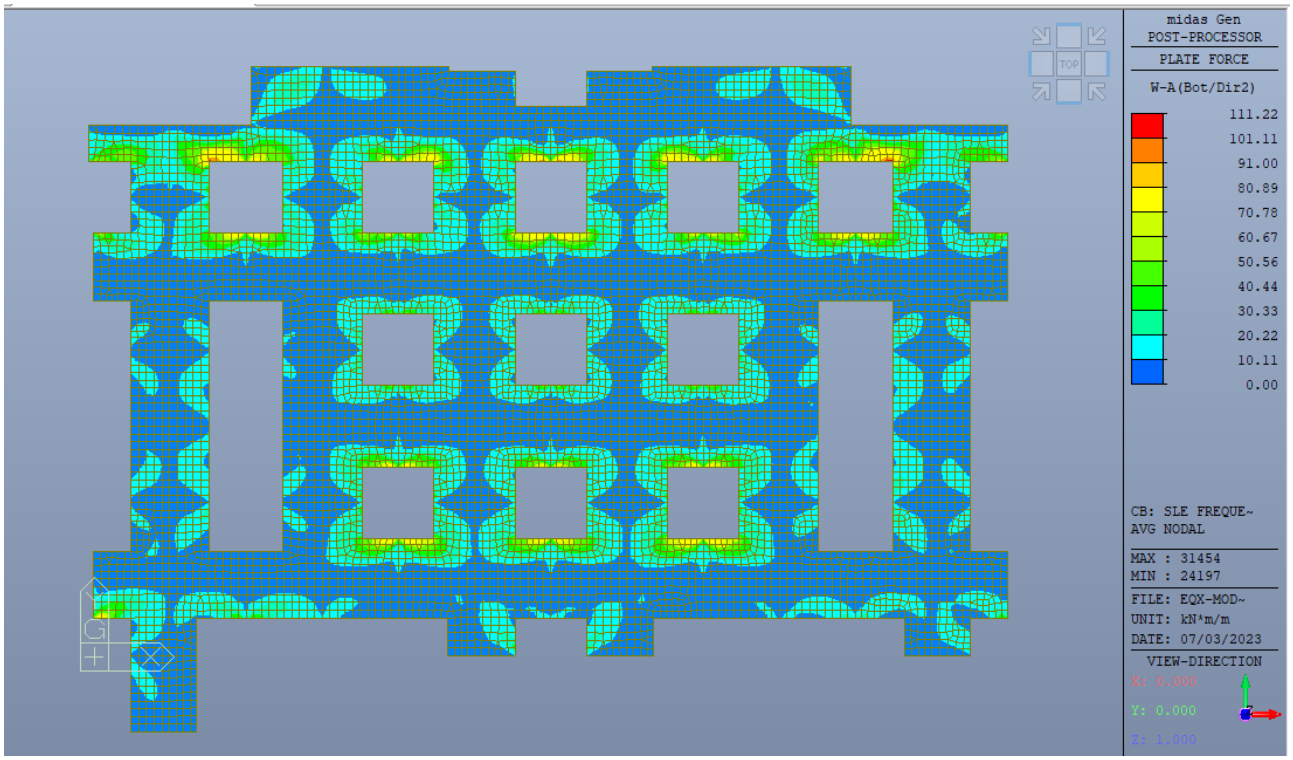


Figure 384 Bending Moment My – Bottom y direction

SLS Frequent Envelop Combination 4

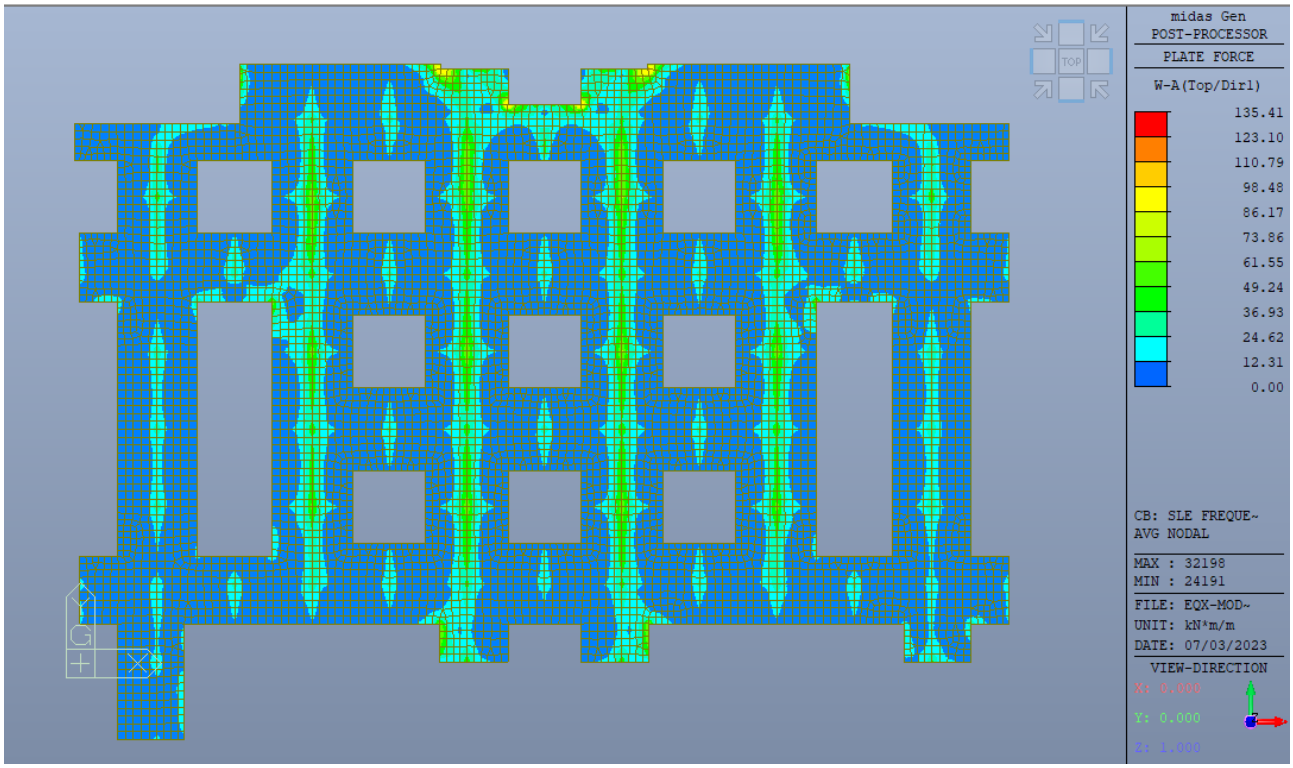


Figure 385 Bending Moment My – Top x direction

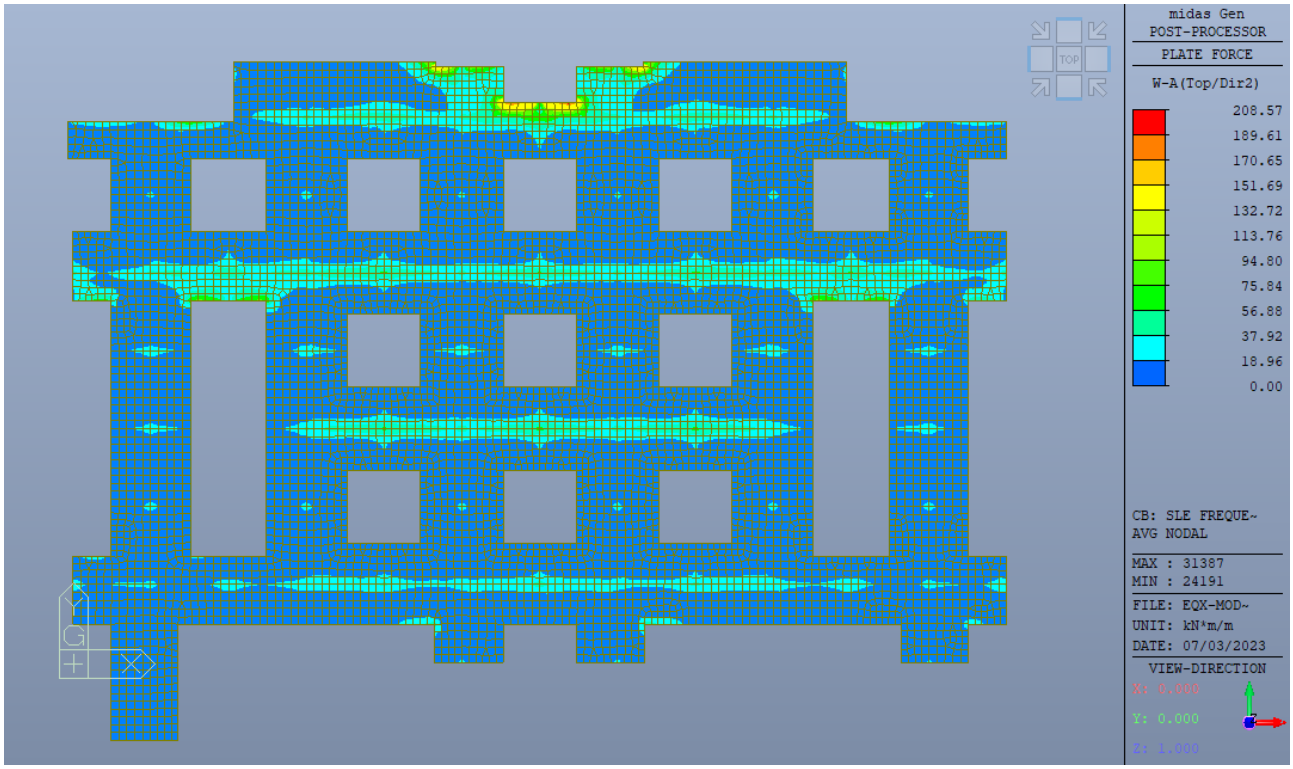


Figure 386 Bending Moment My – Top y direction.

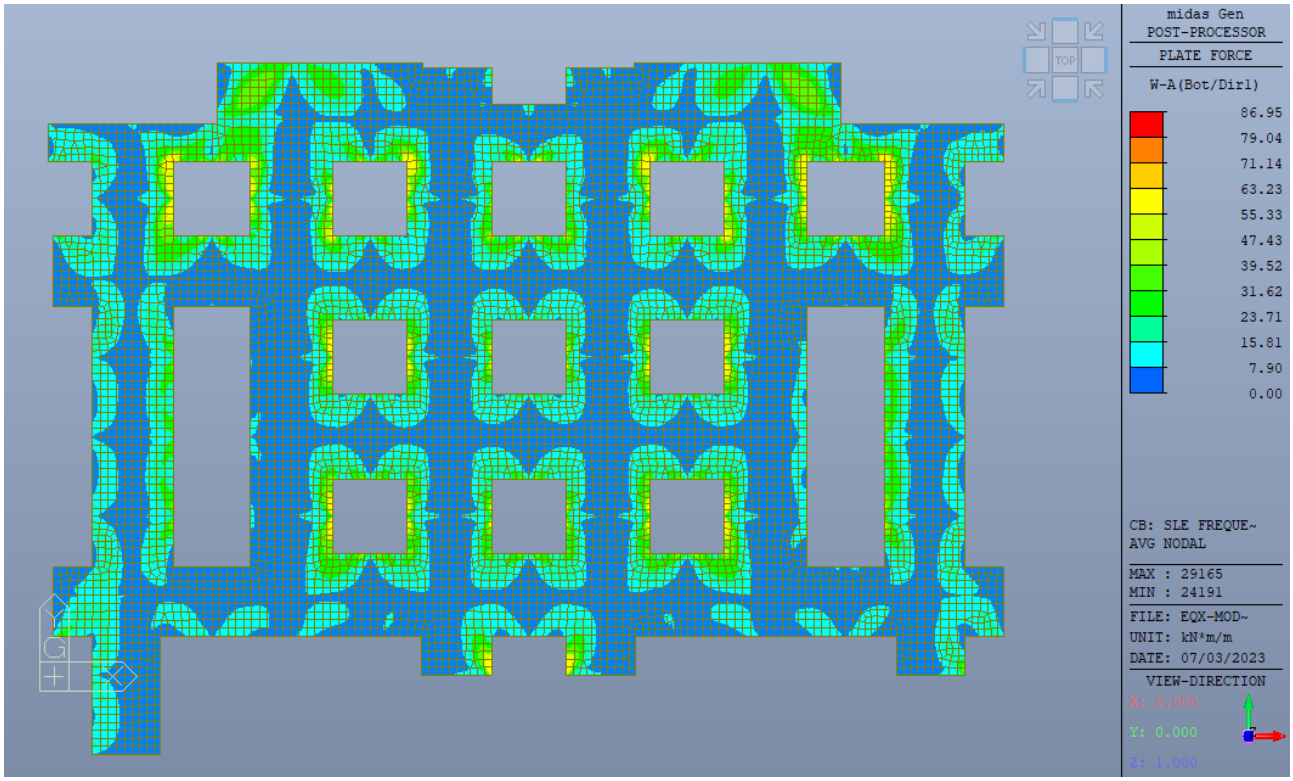


Figure 387 Bending Moment My – Bottom x direction

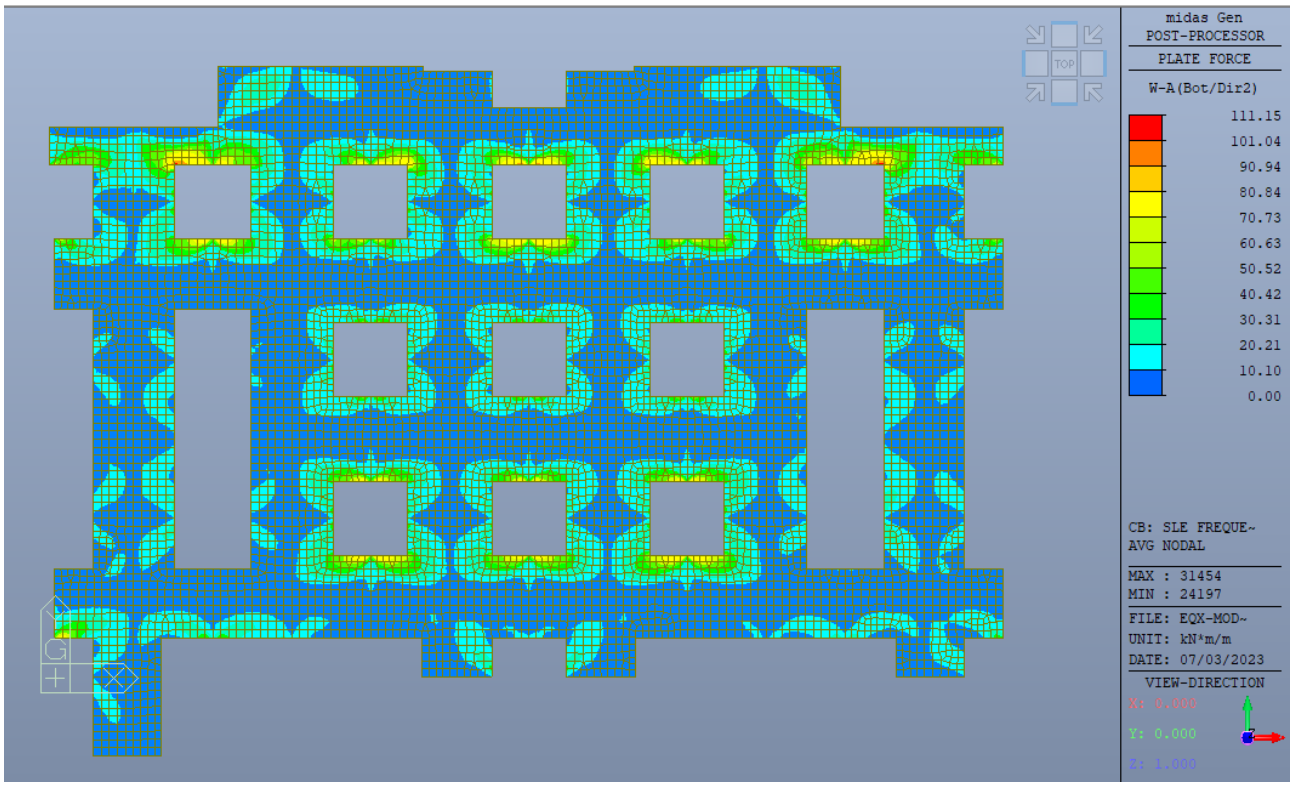


Figure 388 Bending Moment My – Bottom y direction

The greatest bending moment My (around x axis) for the SLS is in top x direction.

Top y direction

Crack Check

- *SLS Frequent combinations Envelope: 208.65 kNm/m*
- *SLS Q.P Combination: 197.44 kNm/m*

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

				Comb. Frequente		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	209 kNm			MEd = 197 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa			
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa			**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm			Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δd_{inf}	=	30 mm			
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm			Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δd_{sup}	=	30 mm			
altezza sezione	h	=	500 mm			**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	1000 mm			**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	65 mm			XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}'	=	95 mm			
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	53 mm			ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}'	=	83 mm			

				Comb. Frequente		Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	=	0.3 mm			wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	=	0.6			kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	=	0.8			k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	=	0.5			k2 = 0.5
	k3	=	3.4			k3 = 3.4
	k4	=	0.425			k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	20	ϕ	16	(	4021 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	20	(	0 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ	16	(	1005 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	0	(	0 mm²)

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	16 mm			ϕeq	=	16 mm	
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0318	=	3.18%	ρs,eff	=	0.0389	= 3.89%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0023	=	0.23%	ρ's	=	0.0023	= 0.23%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00			αe	=	20.99	
coefficiente di creep finale						ϕ(∞,t0)	=	2.5	

SEZIONE NON FESSURATA				Comb. Frequente			Comb. QP
asse neutro	xi	=	256 mm		xi	=	269 mm
momento d'inerzia	Jci	=	1.128581E+10 mm4		Jci	=	1.38E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	4.7 MPa		σc1	=	3.9 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	18.2 MPa		σs1	=	45.5 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	140 kNm		Mcr	=	180 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA							
asse neutro	xif	=	120.406302 mm		xif	=	190 mm
momento d'inerzia	Jci	=	2.99E+09 mm4		Jci	=	7.73E+09 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	8.4 MPa		σc1	=	4.8 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	131.6 MPa		σs2	=	131.6 MPa
deformazione media	ssm - scm	=	0.00039		ssm - scm	=	0.00039
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	=	398 mm		sr,max	=	383 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente

stato della sezione: Sezione fessurata

ampiezza delle fessure	wk	=	0.1573 mm	<	wlim	=	0.3 mm	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione fessurata

ampiezza delle fessure	wk	=	0.151 mm	<	wlim	=	0.2 mm	OK

Tension Check

- *SLS Rare combination Envelope: 231.17 kNm/m*
- *SLS Q.P Combination: 197.44 kNm/m*

F.01 TENSIONALE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

		Comb. Caratteristica		Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	= 231 kNm		MEd = 197 kNm
resistenza acciaio	fyd	= 391 MPa		
resistenza calcestruzzo	fcd	= 18.1 MPa		**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	= 45 mm		Fe 450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	= 45 mm		Rck 40 MPa
altezza sezione	h	= 500 mm		ϕ staffe 12 mm
larghezza sezione	b	= 1000 mm		
profondità del baricentro delle armature tese	d*'	= 65 mm		
profondità del baricentro delle armature compresse	d*''	= 65 mm		
durata del carico: breve durata				
tensione limite cls compresso	σc	= 19.2 MPa		σc = 14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	= 360 MPa		

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	20	ϕ 16	(4021 mm²)	
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ 0		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ 16	(1005 mm²)	
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ 26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq	= 16 mm		
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	= 0.0348	= 3.48%	
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	= 0.0023	= 0.23%	
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	= 6.00		

SEZIONE NON FESSURATA		Comb. Caratterisitca	Comb. QP
asse neutro	xi	= 256.3 mm	xi = 256 mm
momento d'inerzia	Jci	= 1.142736E+10 mm4	Jci = 1.14E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 5.2 MPa	σc1 = 4.4 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	= 21.7 MPa	σs1 = 18.5 MPa
momento di fessurazione	Mcr	= 142 kNm	Mcr = 142 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA			
asse neutro	xif	= 121 mm	xif = 121 mm
momento d'inerzia	Jci	= 2.98E+09 mm4	Jci = 2.98E+09 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	= 9.36 MPa	σc1 = 8.0 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	= 146.0 MPa	σs2 = 124.7 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 9.4 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	= 146.0 MPa	<	σs	= 360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	= 8.0 MPa	<	σc	= 19.2 MPa	OK

As can be seen, in order to satisfy the crack and tension checks, it is necessary, near the most heavily loaded zone, to provide Φ16 space 5 cm at the top (y direction).

Top x direction

The maximum moment in the x-direction (Mx – bending moment around y axis) for the different combinations is considered for the SLS checks in the x-direction. It should be noted that the value in red was not taken, as this value refers to a peak concentrated at one point, as can be seen in the results extracted in the images above. Therefore, the value immediately following is considered.

Crack Check

- *SLS Frequent combinations Envelope: 123.11 kNm/m*
- *SLS Q.P Combination: 117.23 kNm/m*

F.01 FESSURAZIONE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

			Comb. Frequente	Comb. QP
sollecitazione assegnata	MEd	=	123 kNm	MEd = 117 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa	
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**
copriferro inferiore (lato armature tese)	c_{inf}	=	45 mm	Fe 450 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{inf}	=	30 mm	
copriferro superiore (lato armature compresse)	c_{sup}	=	45 mm	Rck 40 MPa
distanza tra i baricentri strato principale e secondario armature tese	Δa_{sup}	=	30 mm	
altezza sezione	h	=	500 mm	**Classe di esposizione**
larghezza sezione	b	=	1000 mm	**e condizione ambientale**
profondità del baricentro dello strato principale di armature tese	a_{inf}	=	65 mm	XC4 Aggressive
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature tese	a_{inf}'	=	95 mm	
profondità del baricentro dello strato principale di armature compresse	a_{sup}	=	53 mm	ϕ staffe 12 mm
profondità del baricentro dello strato aggiuntivo di armature compresse	a_{sup}'	=	83 mm	

			Comb. Frequente	Comb. QP
limite di apertura delle fessure	wlim	=	0.3 mm	wlim = 0.2 mm
durata del carico:	kt	=	0.6	kt = 0.4
barre di armatura: ad aderenza migliorata	k1	=	0.8	k1 = 0.8
sollecitazione: flessione	k2	=	0.5	k2 = 0.5
	k3	=	3.4	k3 = 3.4
	k4	=	0.425	k4 = 0.425

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	5	ϕ	16	(1005 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	20	(0 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ	16	(1005 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	0	(0 mm²)

SEZIONE NON FESSURATA			Comb. Frequente	Comb. QP
asse neutro	xi	=	250 mm	xi = 250 mm
momento d'inerzia	Jci	=	1.078360E+10 mm4	Jci = 1.19E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	2.9 MPa	σc1 = 2.5 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	11.7 MPa	σs1 = 35.3 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	130 kNm	Mcr = 143 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA				
asse neutro	xif	=	65.760964 mm	xif = 108 mm
momento d'inerzia	Jci	=	9.18E+08 mm4	Jci = 2.74E+09 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	8.8 MPa	σc1 = 4.6 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	297.1 MPa	σs2 = 294.2 MPa
deformazione media	εsm - εcm	=	0.00089	εsm - εcm = 0.00088
spaziatura massima tra le fessure	sr,max	=	704 mm	sr,max = 667 mm

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Frequente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente
stato della sezione: Sezione non fessurata
ampiezza delle fessure

Tension Check

- *SLS Rare combinations Envelope: 133.87 kNm/m*
- *SLS Q.P Combination: 117.23 kNm/m*

F.01 TENSIONALE Verifica di esercizio
(Sezione rettangolare, armatura doppia)

	Comb. Caratteristica			Comb. QP		
sollecitazione assegnata	MEd	=	134 kNm	MEd	=	117 kNm
resistenza acciaio	fyd	=	391 MPa			
resistenza calcestruzzo	fcd	=	18.1 MPa	**Materiali**		
copriferro inferiore (lato armature tese)	d'	=	45 mm	Fe		450 MPa
copriferro superiore (lato armature compresse)	d''	=	45 mm	Rck		40 MPa
altezza sezione	h	=	500 mm	ϕ staffe		12 mm
larghezza sezione	b	=	1000 mm			
profondità del baricentro delle armature tese	d*'	=	65 mm			
profondità del baricentro delle armature compresse	d*''	=	65 mm			
durata del carico: breve durata						
tensione limite cls compresso	σc	=	19.2 MPa	σc	=	14.4 MPa
tensione limite acciaio teso	σs	=	360 MPa			

Barre longitudinali inferiori (tipo 1)	5	ϕ	16	(	1005 mm²)
Barre longitudinali inferiori (tipo 2)	0	ϕ	0		
Barre longitudinali superiori (tipo 1)	5	ϕ	16	(	1005 mm²)
Barre longitudinali superiori (tipo 2)	0	ϕ	26		

diametro equivalente armature tese	ϕeq	=	16 mm		
rapporto geometrico d'armatura tesa (eff.)	ρs,eff	=	0.0150	=	1.50%
rapporto geometrico d'armatura compressa	ρ's	=	0.0023	=	0.23%
coefficiente d'omogeneizzazione	αe	=	6.00		

SEZIONE NON FESSURATA	Comb. Caratterisitca			Comb. QP		
asse neutro	xi	=	250.0 mm	xi	=	250 mm
momento d'inerzia	Jci	=	1.082939E+10 mm4	Jci	=	1.08E+10 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	3.1 MPa	σc1	=	2.7 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs1	=	13.7 MPa	σs1	=	12.0 MPa
momento di fessurazione	Mcr	=	131 kNm	Mcr	=	131 kNm
SEZIONE PARZIALIZZATA						
asse neutro	xif	=	67 mm	xif	=	67 mm
momento d'inerzia	Jci	=	9.17E+08 mm4	Jci	=	9.17E+08 mm4
tensione calcestruzzo compresso	σc1	=	9.72 MPa	σc1	=	8.5 MPa
tensione nell'acciaio teso	σs2	=	322.7 MPa	σs2	=	282.6 MPa

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Caratteristica

stato della sezione: Sezione fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	9.7 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK
tensione nell'acciaio teso	σse	=	322.7 MPa	<	σs	=	360.0 MPa	OK

VERIFICHE DI ESERCIZIO - Comb. Quasi-Permanente

stato della sezione: Sezione non fessurata

tensione nel calcestruzzo compresso	σce	=	2.7 MPa	<	σc	=	19.2 MPa	OK

In this case, the base mesh is sufficient to satisfy SLS checks (Φ16/200x200).

Since the bending moment stresses, in the lower tensioned fibres, are lower than in the above case verified with the base mesh, it follows that the base mesh is sufficient to satisfy the SLS checks in the lower part.

Of the conditions satisfying the SLS and ULS Check, the worst case is considered, so in the y-direction at the top the following infliction is expected:

Φ16 /50 mm

For all other cases, the basic mesh is as follows:

Φ16 /200x200 mm.

10.10.4 Calculation of subsidence in foundations

The SLS Rare combination and SLS Q.P Combination were used for the evaluation of displacements in the foundation. For the project under consideration, a maximum value of the relative rotation βmax of 1/500 is considered acceptable to prevent the occurrence of an operational limit state in the structure, as defined in the Annex H of EC 7 – CEN EN1997-1-1.

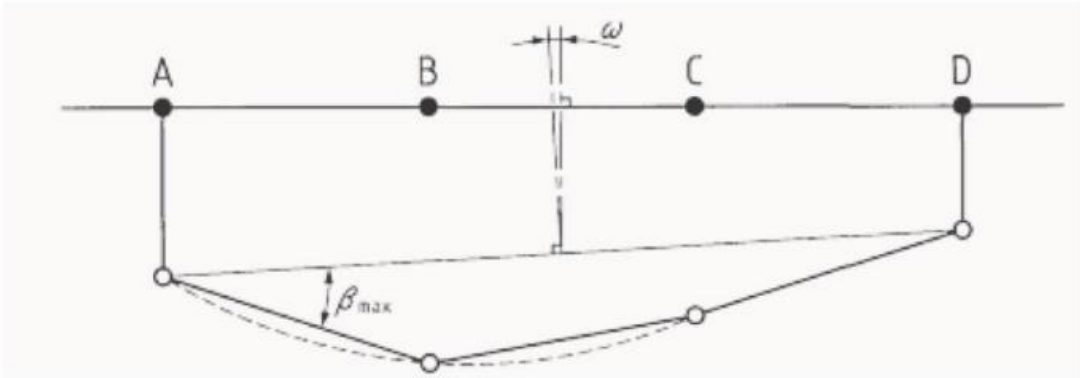


Figure 390 definition of maximum relative rotation according to EC7.

Verifications are reported on the main alignments of the structure and in those that have major differential displacements, reported in the Figure 391.

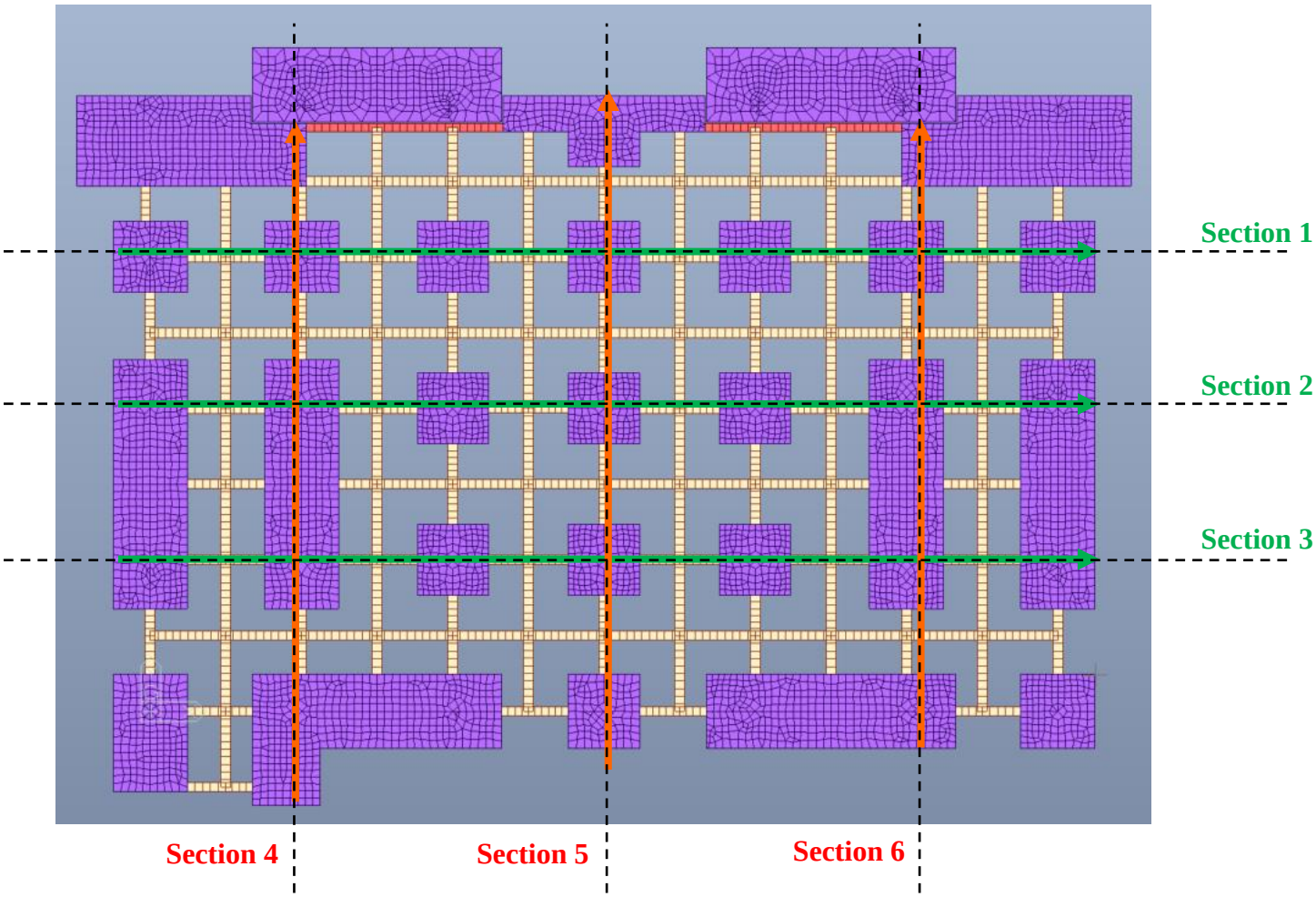


Figure 391 Indications of the sections to be checked for subsidence

On the Midas GEN calculation software, it is possible to visualise subsidence along z. Based on the loads on the slab and the geometric characteristics of the slab, it can be seen that the maximum displacements are concentrated in the most heavily loaded areas.

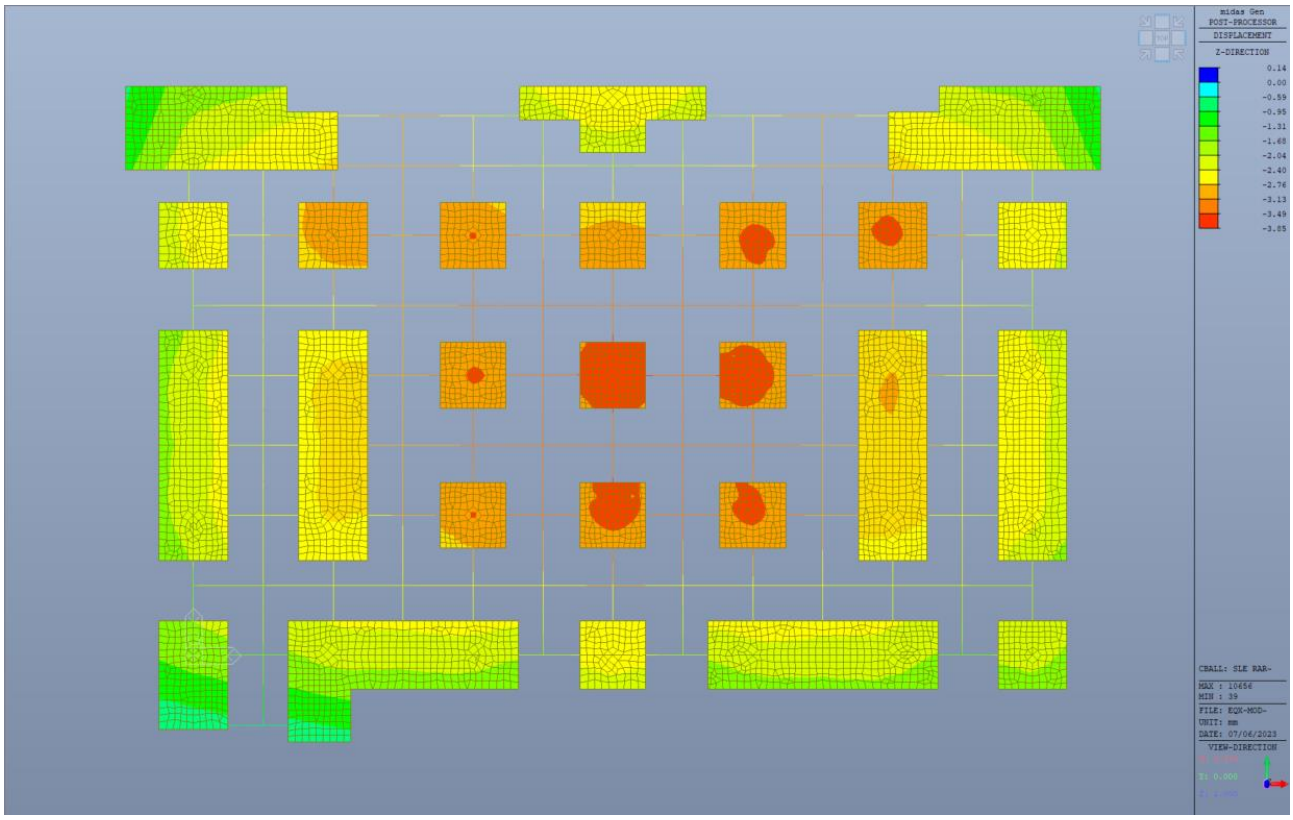


Figure 392 Displacement in z-direction for combination for Rare Combination

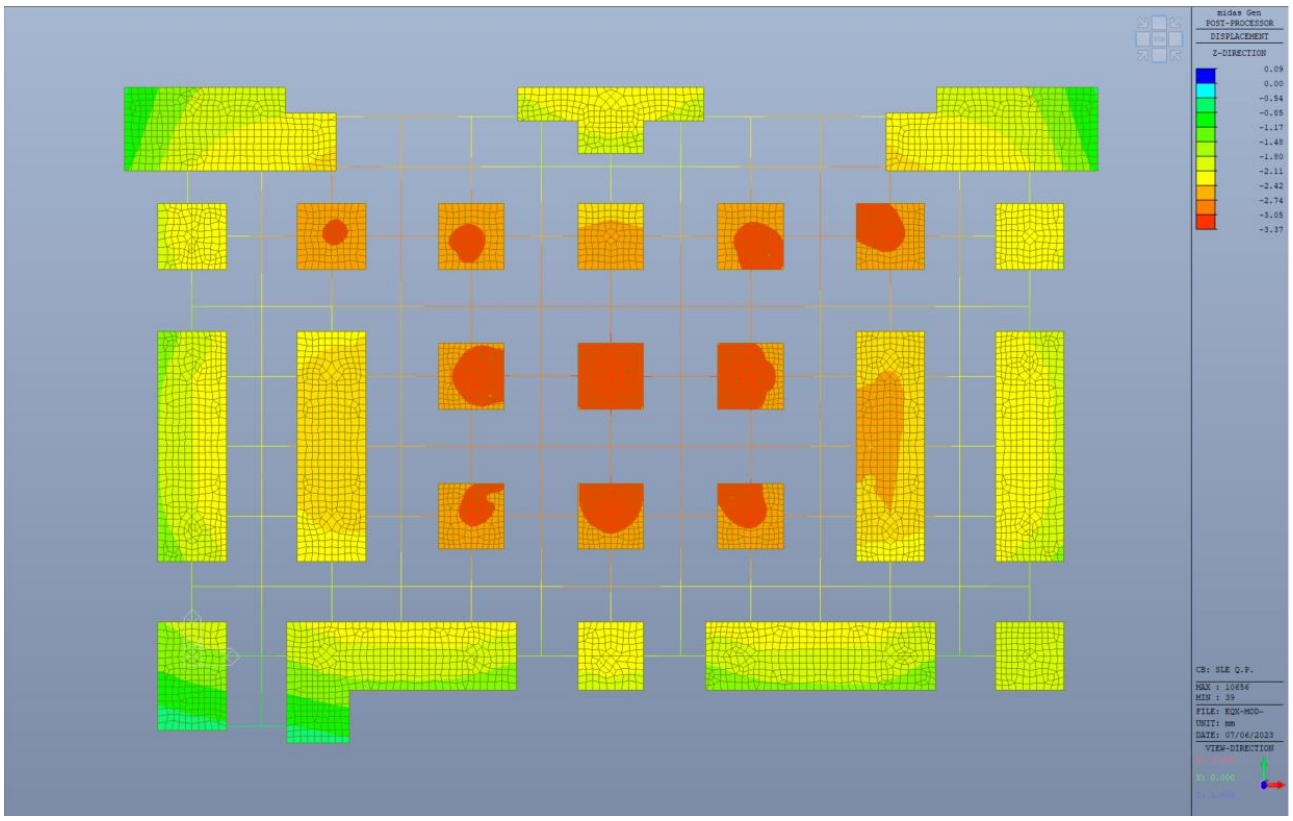


Figure 393 Displacement in z-direction for combination for SLS Q.P Combination

Section 1

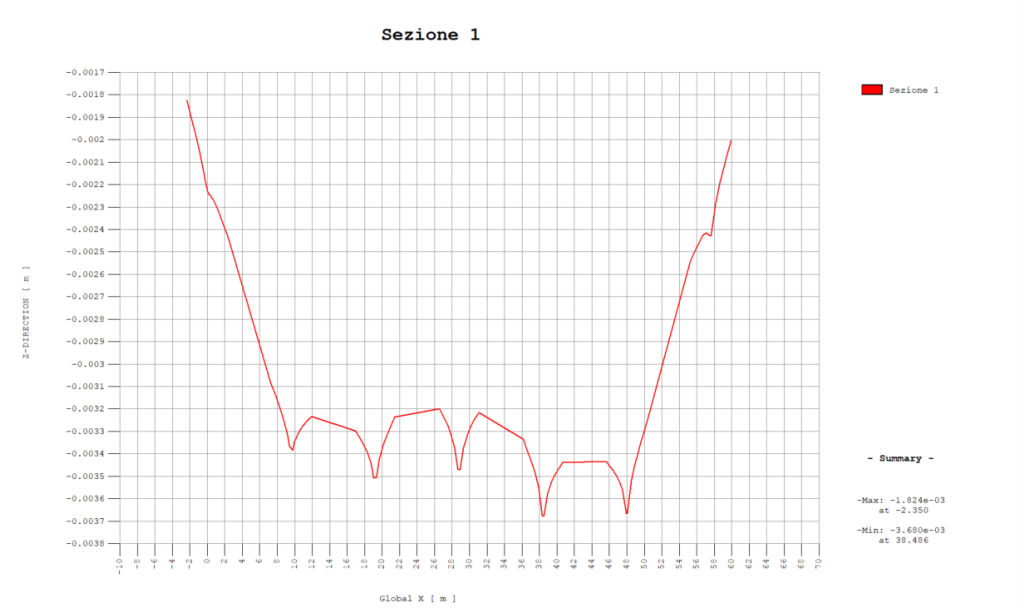


Figure 394 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Rare Combination

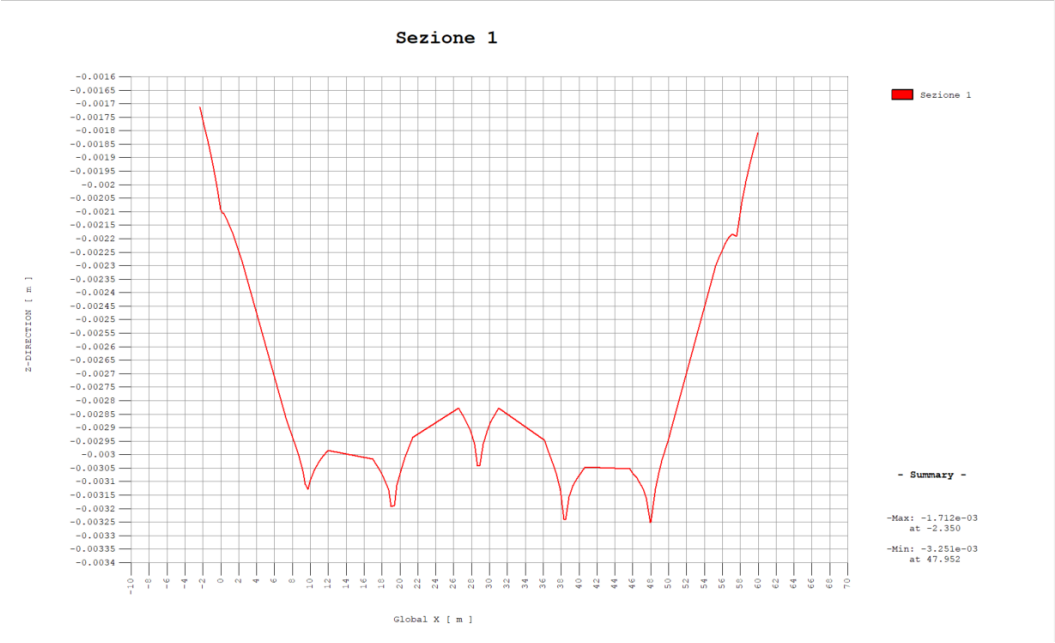


Figure 395 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Q.P Combination

Section 2

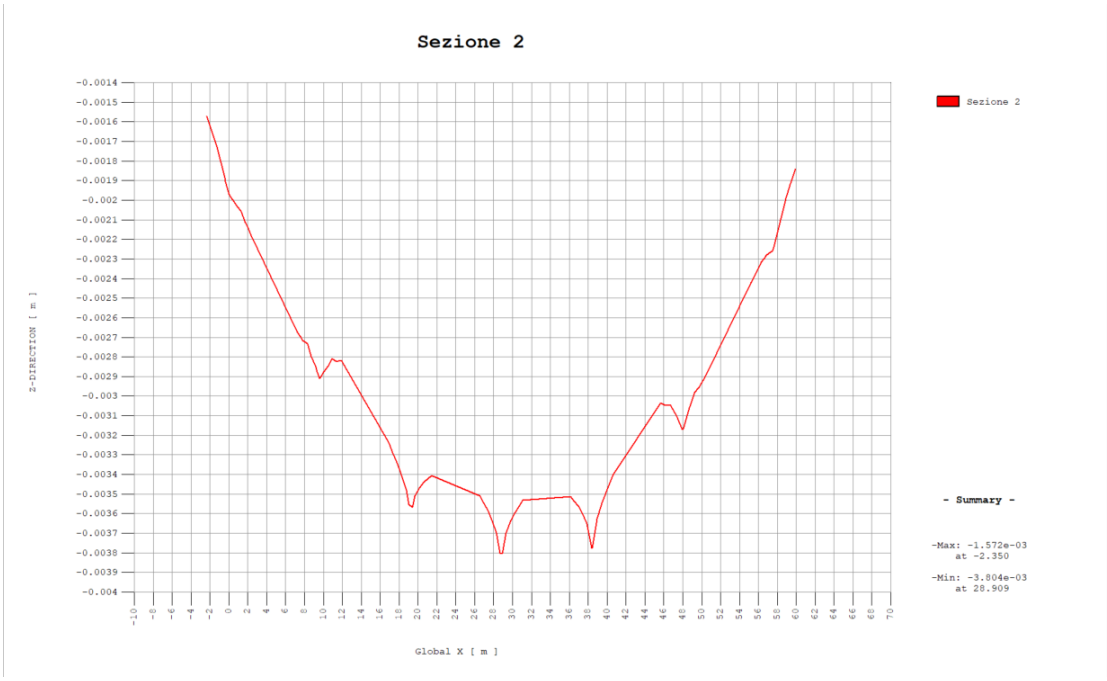


Figure 396 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Rare Combination

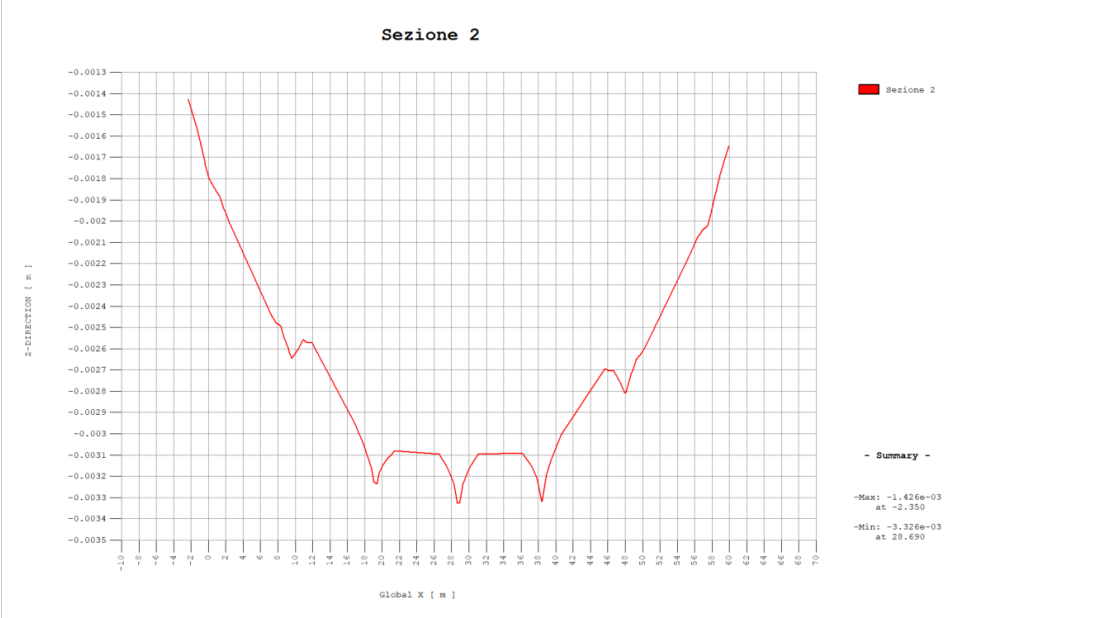


Figure 397 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Q.P Combination

Section 3

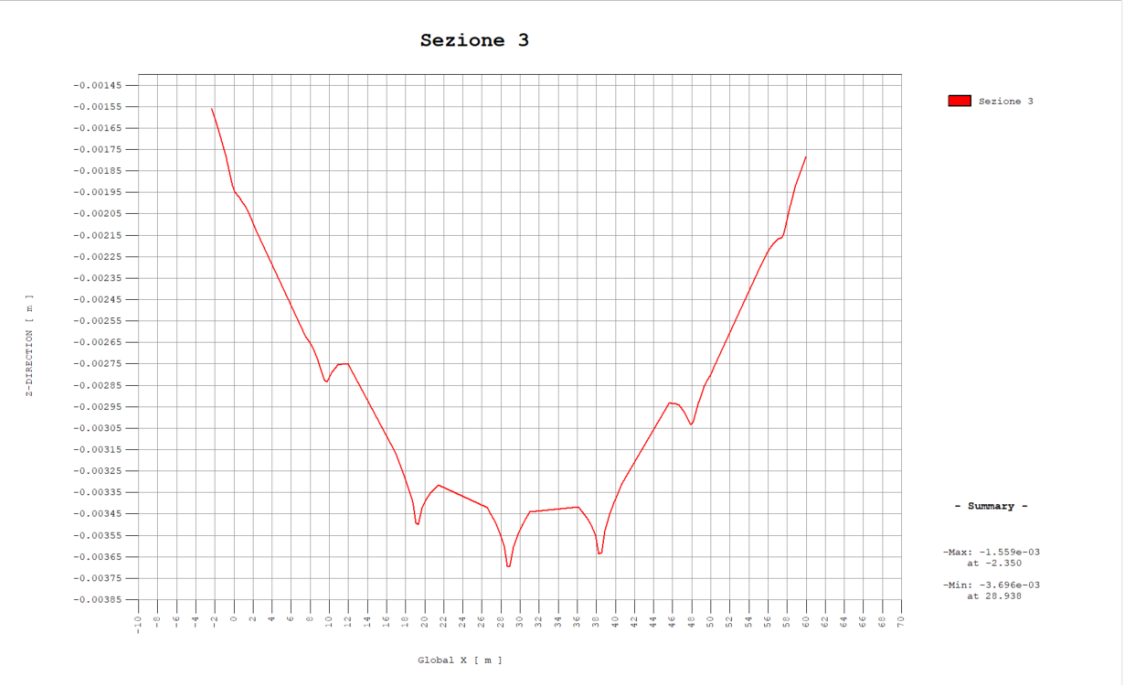


Figure 398 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Rare Combination

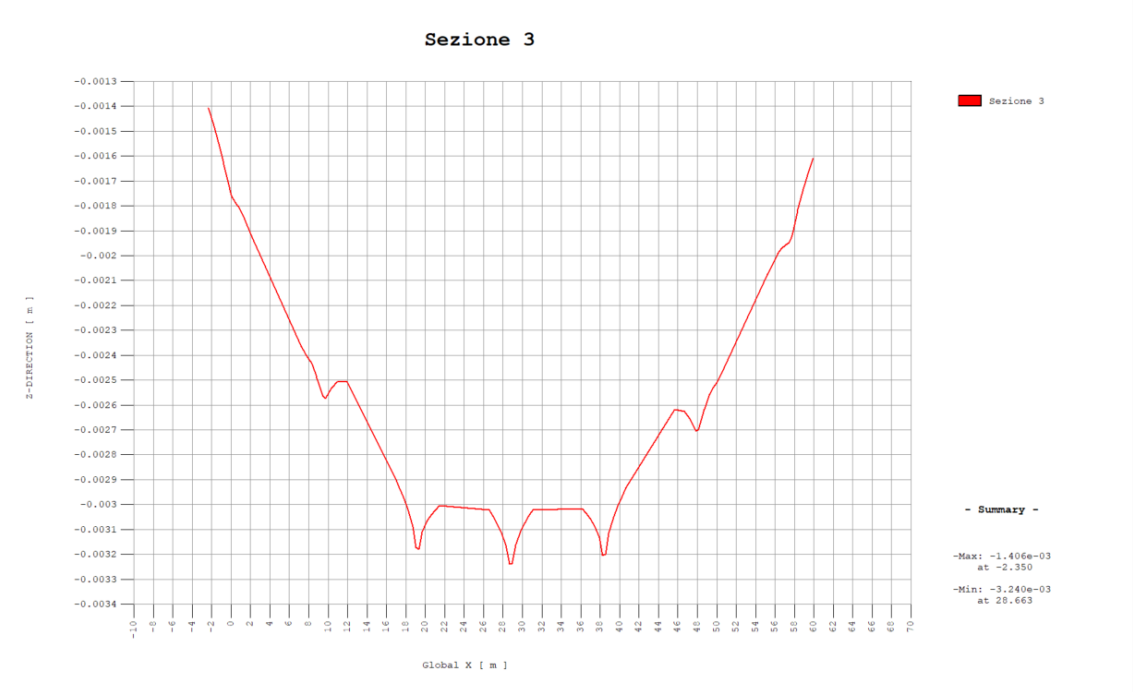


Figure 399 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in x – SLS Q.P Combination

Section 4

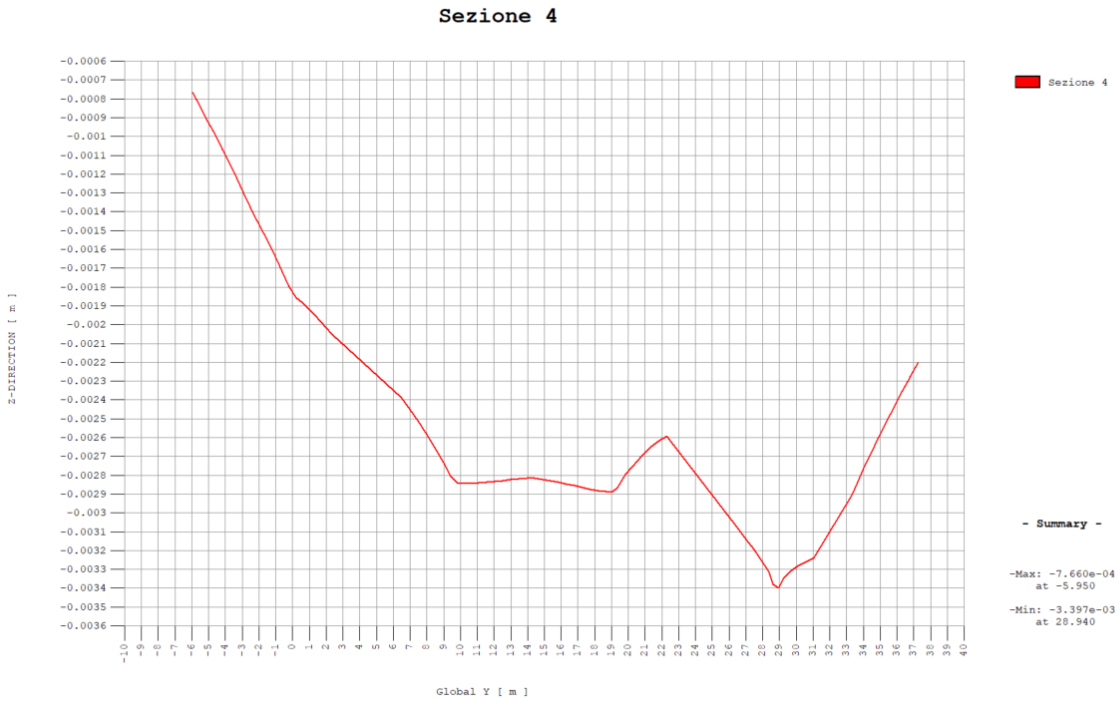


Figure 400 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Rare Combination

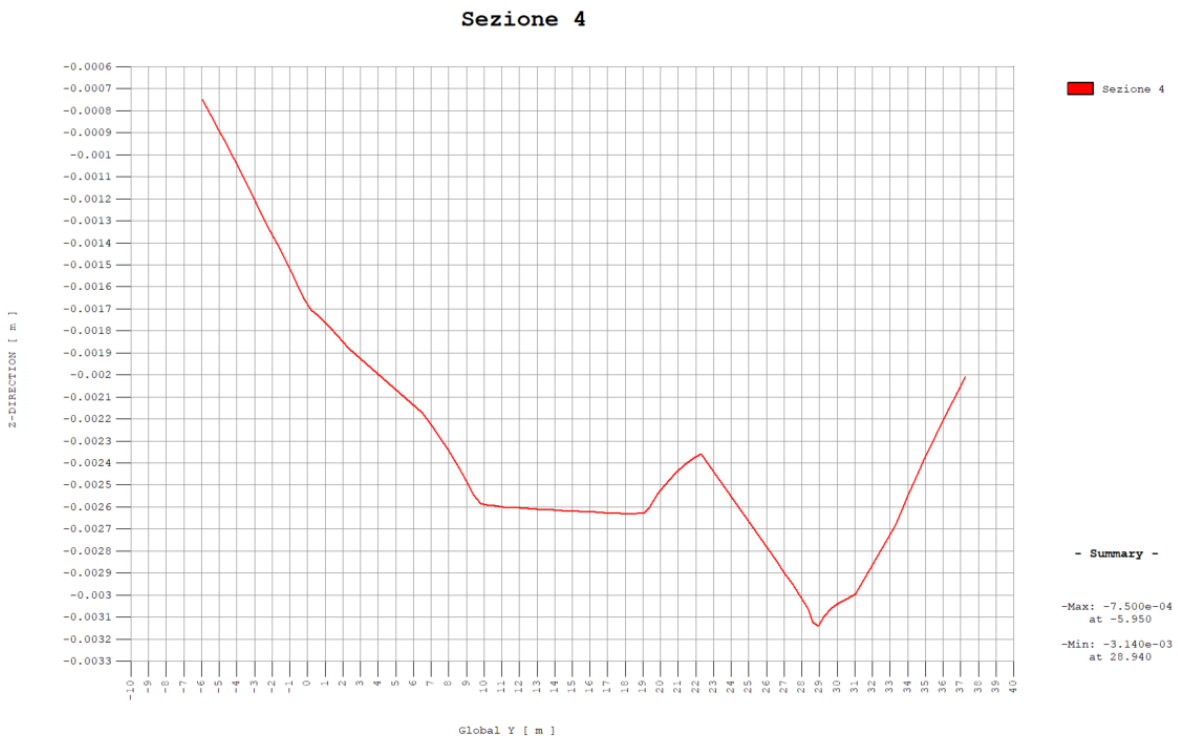


Figure 401 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Q.P Combination

Section 5

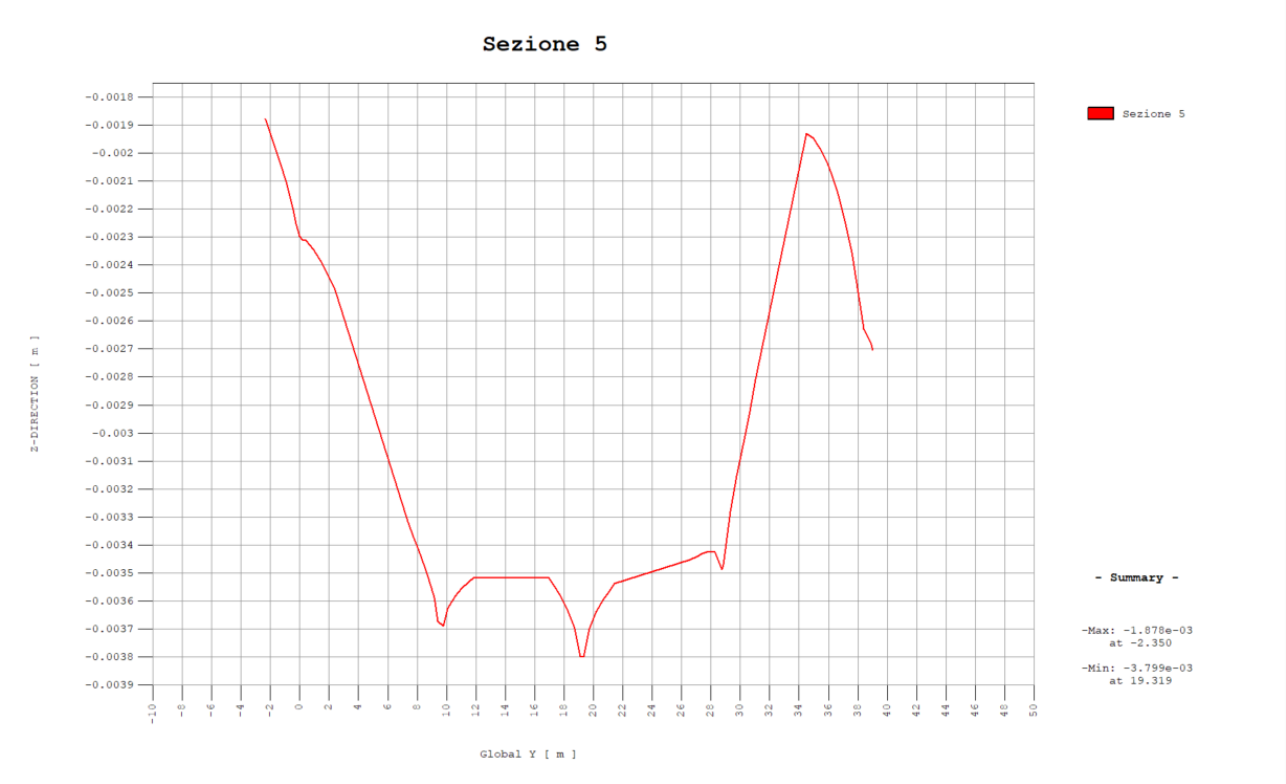


Figure 402 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Rare Combination

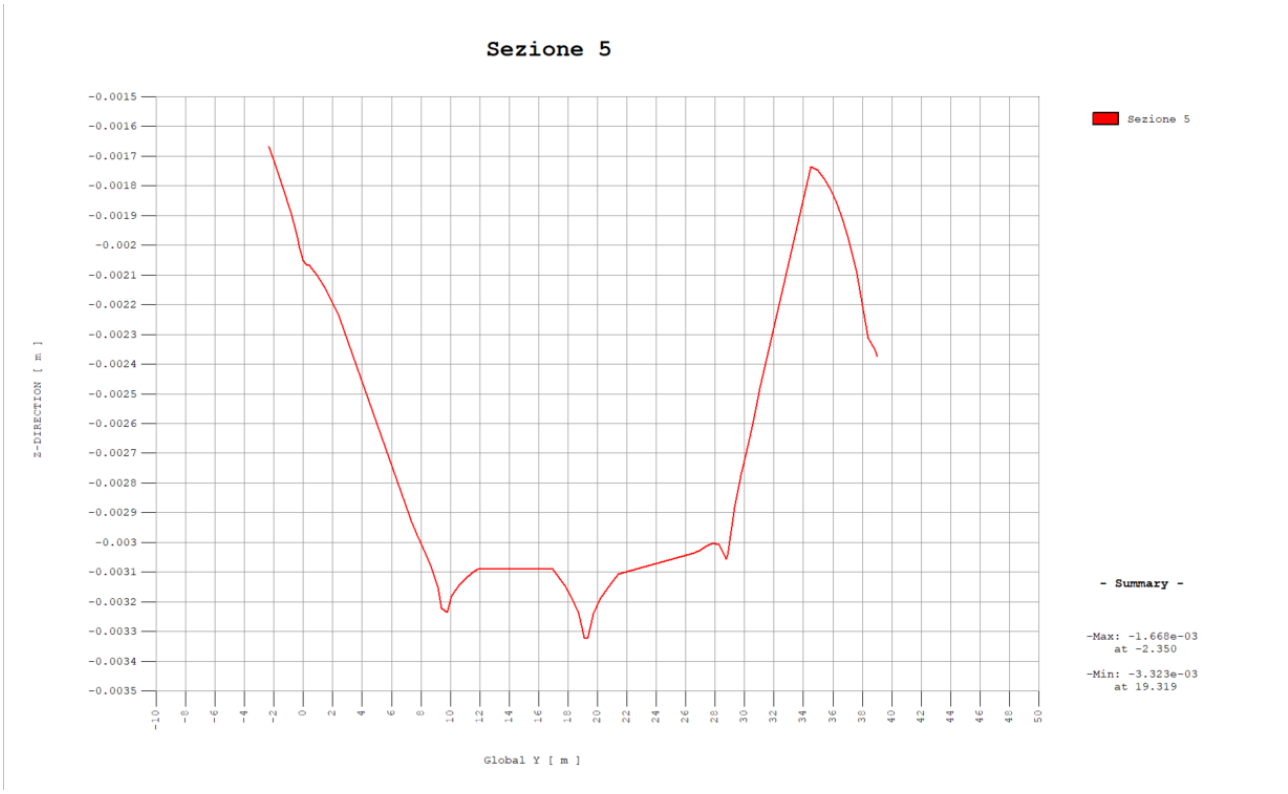


Figure 403 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Q.P Combination

Section 6

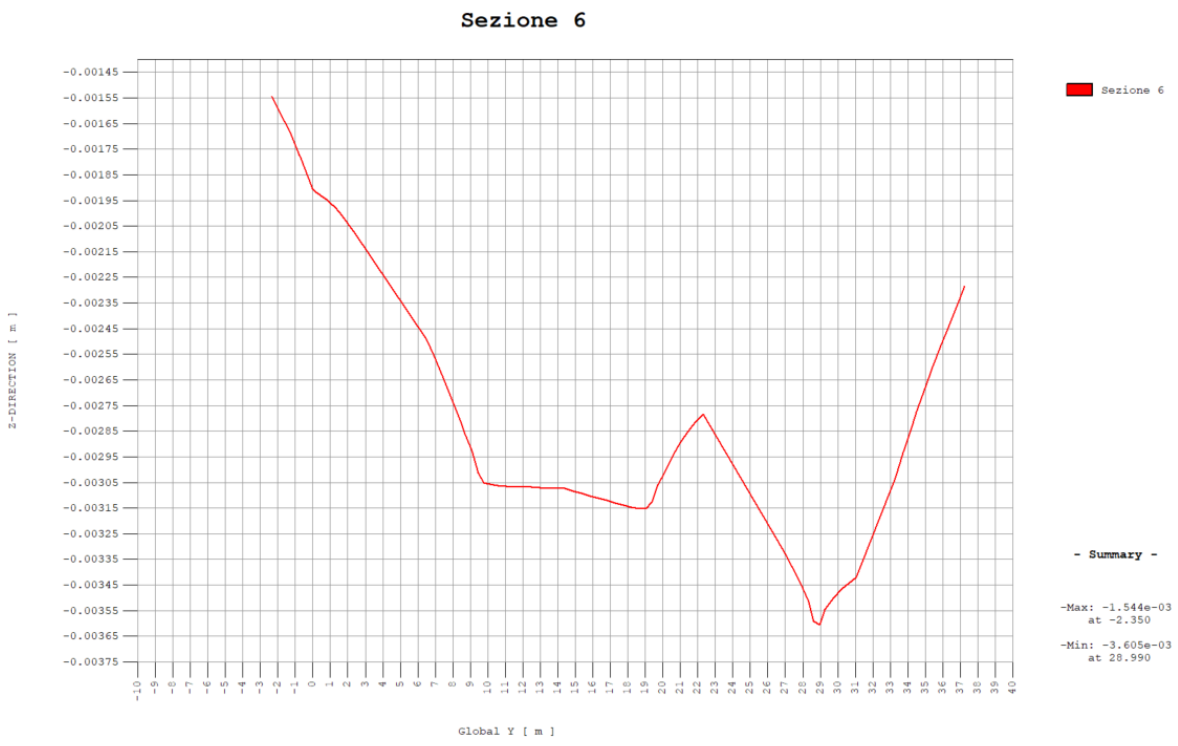


Figure 404 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Rare Combination

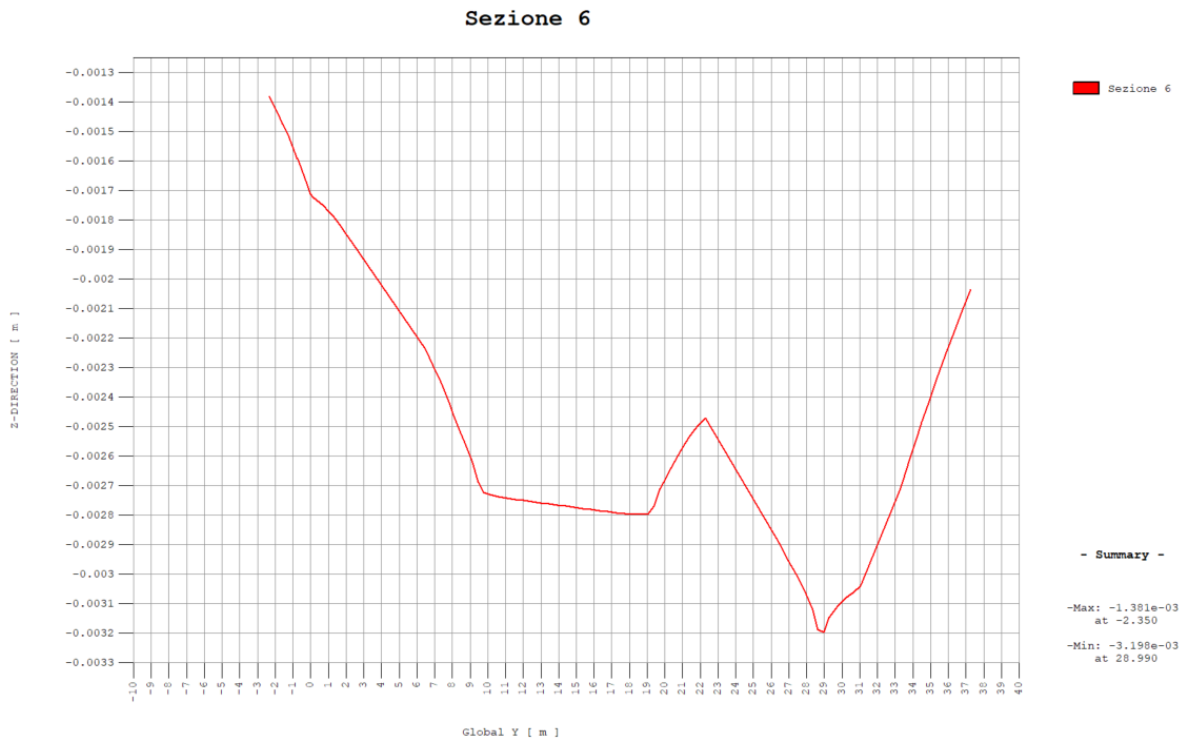


Figure 405 Graph of displacement trend along z versus coordinate variation in y – SLS Q.P Combination

The checks are reported on the main alignment of the structure and in those with major differential displacements, reported in the Figure 406.

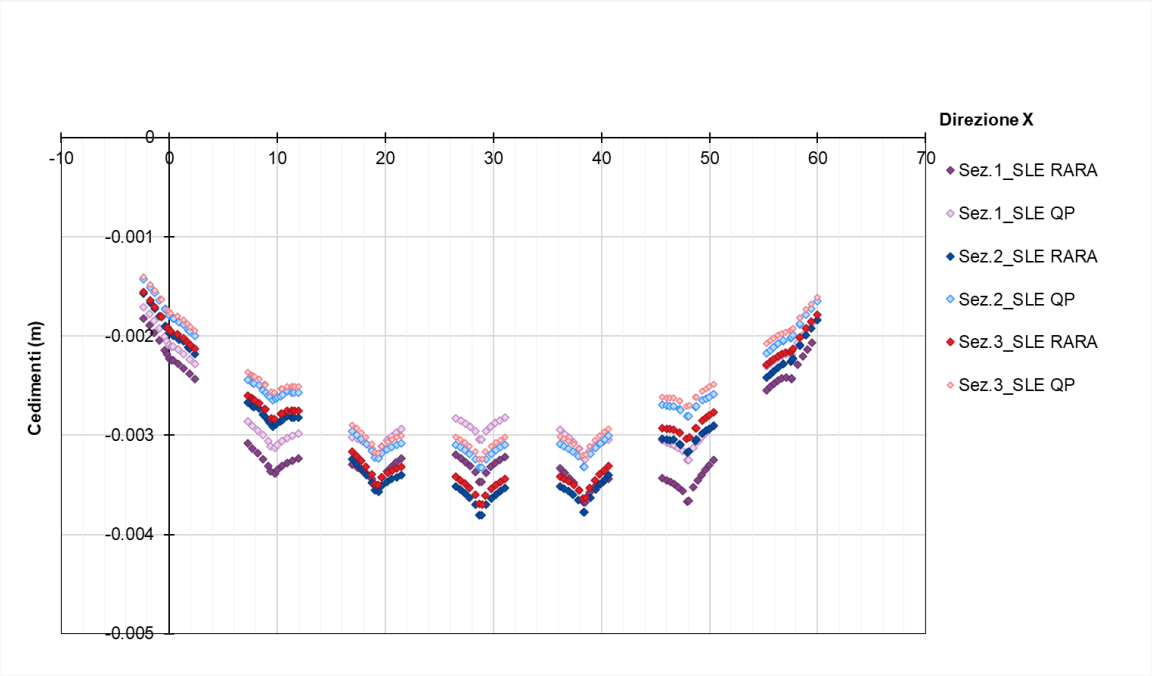


Figure 406 Subsidence trends in z direction for SLS combinations as a function of the change in x

The following graph also shows the development of the β gradient along the reference sections in the SLE combinations relevant for the deformability verification. As shown, the verification is fulfilled in all combinations (SLS Rare Combination and SLS Q.P Combination).

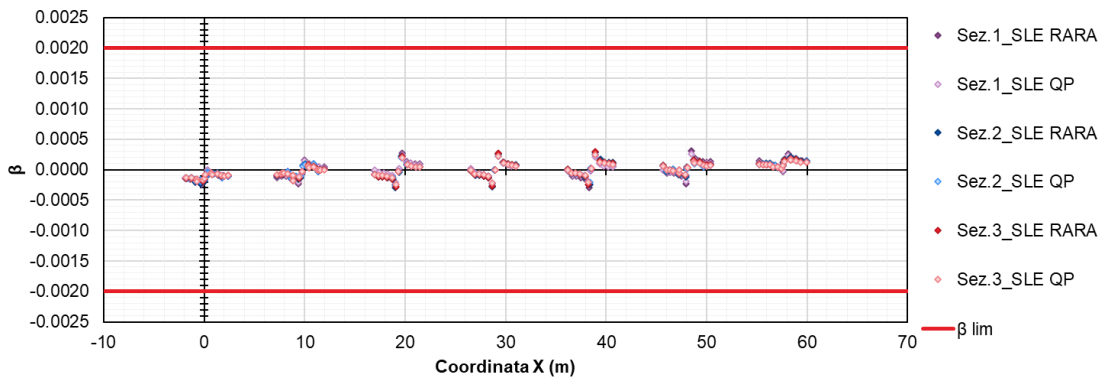


Figure 407 Relative rotation trend - Comparison with the limit defined by EC 7

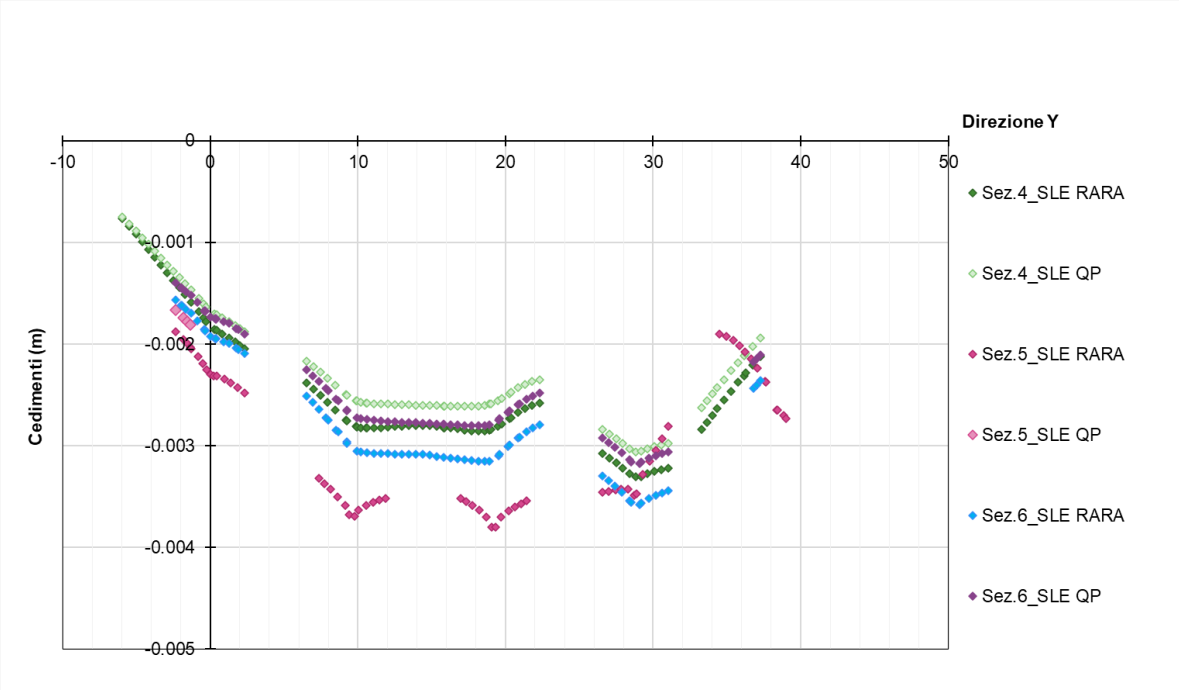


Figure 408 Subsidence trends in z direction for SLS combinations as a function of the change in y

The following graph also shows the development of the β gradient along the reference sections in the SLE combinations relevant for the deformability verification. As shown, the verification is fulfilled in all combinations (SLS Rare Combination and SLS Q.P Combination).

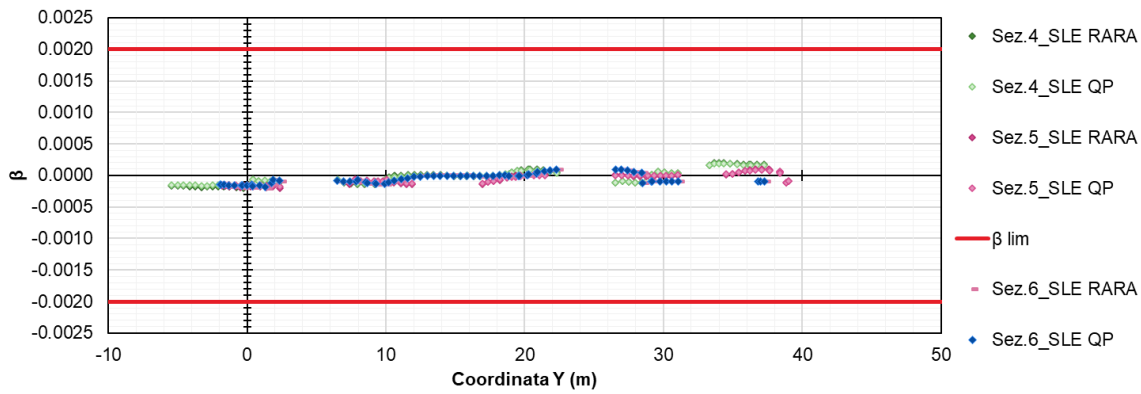


Figure 409 Relative rotation trend - Comparison with the limit defined by EC 7

Table 26 Relative rotation check shows the deformability checks performed at the points of maximum differential failure in the worst-case SLE combinations.

Table 26 Relative rotation check

	Minumun displacement (m)	Maximun displacement (m)	Distance	β	βlim	Verifica
Sezione 1	-3.7E-03	-1.8E-03	41	4.5E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato
Sezione 2	-3.8E-03	-1.6E-03	31	7.1E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato
Sezione 3	-3.7E-03	-1.6E-03	31	6.8E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato
Sezione 4	-3.3E-03	-7.7E-04	35	7.3E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato
Sezione 5	-3.8E-03	-1.9E-03	22	8.9E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato
Sezione 6	-3.6E-03	-1.6E-03	31	6.3E-05	2.0E-03	β < βlim: verificato

10.10.5 CFA Piles

This section sets out the design of the deep foundations of the building, and provides a summary of the available relevant data, including the ground conditions and loading assumptions.

For all the geological aspects and ground investigation information from the geological survey, please refer to the Geological Report [ML054-ARP-00-XX-RP-S-ZZZZ-0004] and the Geotechnical Report [ML054-ARP-00-XX-RP-S-ZZZZ-0003].

The soil parameters presented in the Geological and Geotechnical reports have been reviewed to confirm their suitability for the Building 2 design, accounting for local conditions.

Table 27 presents a summary of the parameters that can be adopted for the design of Building 2 deep foundations.

Table 27 Stratigraphy and geotechnical parameters

Layer	Level (m from ground level)		γ (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	ν (-)	$E'_{0.01}$ (MPa)
	From	To						
Topsoil	0.0	3.0	18.5	26	0	-	0.3	10
Gravel and sand	3.0	6.5	18.5	31	0	-	0.27	10
Gravel and sand	6.5	12.5	18.5	31	0	-	0.27	17
Silty clay	12.5	13.5	20	29	5	90	-	10.2
Fine and medium sand	13.5	19.5	18.5	34	0	-	0.27	35
Fine and medium sand	19.5	end of survey	19.5	36	0	-	0.27	50

All the limit states have been considered and verified according to the D.M. NTC 2018 and BS EN 1997-1 both in static and seismic conditions.

It shall be noticed that:

- overall stability conditions are intrinsically fulfilled as the ground level is horizontal;
- geotechnical verifications for lateral loading conditions have been omitted as they are largely satisfied;
- the analysis on potential of liquefaction, reported in the Geological and Geotechnical Report, excludes the risk of liquefaction for the site and therefore the relevant verifications are omitted;

The ULS verifications are carried out in accordance with Approach 2 (A1+M1+R3). In seismic conditions the partial coefficients of actions are considered equal to one, as required by the Italian code D.M. NTC 2018.

The design of the foundations is carried out upon the actions resulting from the structural model. Depending on the loads coming from the superstructure, different resistant pile sections are proposed, with the aim of optimizing both the design and the construction phase.

The layout of the deep foundations of ML5 Building 2 is shown in Figure 410. Results in the next sections refer to the pad foundations numbering set out in this Figure.

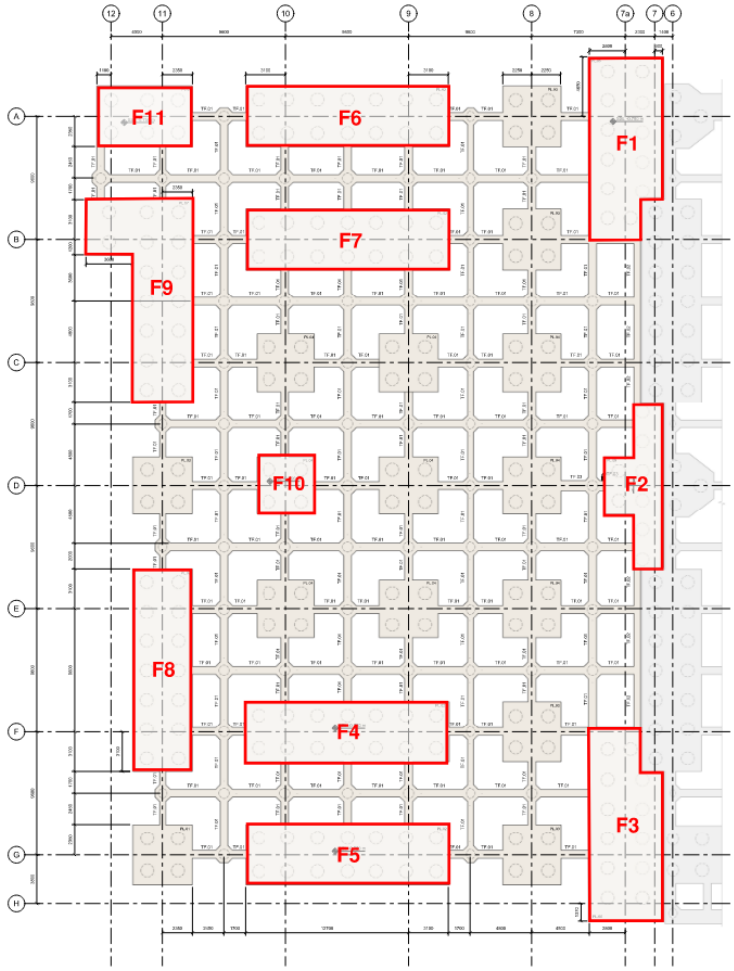


Figure 410 Pile layout and numbering of deep foundations pads

10.10.5.1 Pile bearing capacity

The following paragraphs summarize the assumptions considered and the calculations used for the design of piles bearing capacity.

Piles with 800mm diameter

For the analytical evaluation of the bearing capacity of piles with diameter D=800mm at ULS, the static formulations of the pile base bearing capacity and the lateral bearing capacity are used, which can be defined as follows:

$$Q_{b,calc} = q_b\, A_b$$

$$Q_{lat,calc} = \int_{A_s} q_s\, dA_s$$

where q_b is the base resistance, q_s is the lateral friction along the unit lateral surface of the pile, A_b and A_s are the base and lateral areas of the pile, respectively.

For loose soils, the base resistance is computed as follows:

$$q_b = N'_q \cdot \sigma'_v$$

where N'_q is a function of the construction technology, of the friction angle of the soil ϕ' and of the slenderness ratio of the pile L/d. For medium-large diameter piles, the base resistance is computed with reference to considerations related to the admissible settlements rather than on the failure of the soil at the base of the pile itself.

The contribution to the lateral resistance is computed according to the equation:

$$q_s = \tan\delta \cdot K \cdot \sigma'_v$$

where δ represents the angle of friction at the pile-soil interface and K is the lateral thrust coefficient of the soil, defined as the ratio between the effective horizontal forces acting on the lateral surface of the pile and the effective vertical forces at the same depth.

Design bearing capacity is computed considering a ξ coefficient equal to 1.42 in relation to a number of investigation boreholes equal to 4.

In light of the above criteria, the bearing capacity of piles of diameter 800 is calculated, considering the soil's mechanical parameters, and it is indicated in Table 29. The calculation is summarized in the pile chart presented in Appendix B.1.

Piles with 1000mm diameter

The bearing capacity of piles with D=1000mm is evaluated on the basis of the result of a static load test performed on a pilot pile during the construction of Building 1 (Figure 411); according to the Italian code, a large diameter pile (D≥ 0.8m) can be designed based on a smaller diameter pile test, as long as the lengths are the same (see par. 6.4.3.7.1 of D.M. NTC 2018). This case applies as the pilot pile has a 800mm diameter and 23m length, therefore compatible with a 1000mm diameter pile with length 23m.

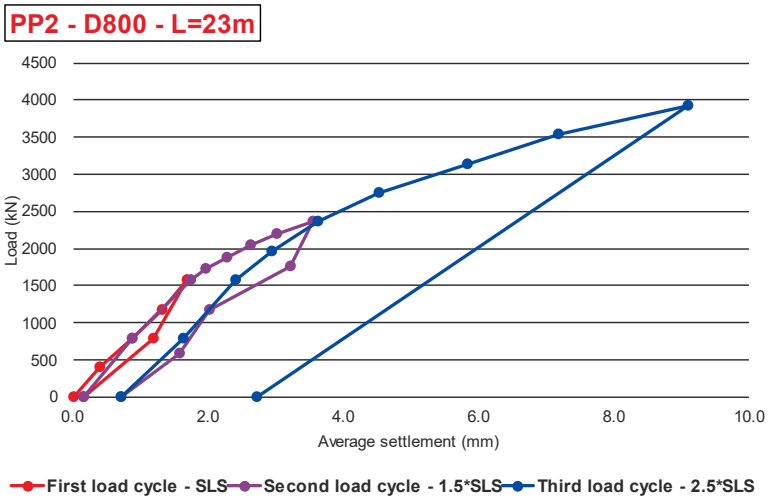


Figure 411 Load-settlement curves of PP2 load test (Building 1)

For CFA piles, the pile bearing capacity can be evaluated as the load corresponding to a pile head settlement equal to 25% the diameter. Since the test does not reach such settlement value, it has been decided to extrapolate the experimental curve on the basis of a hyperbolic interpolation technique [CHIN F.K. (1970) – Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engng., Singapore 1970, pp. 81- 90]. The load-settlement curve is assumed to have a non-linear trend defined by the following hyperbolic function:

$$Q = \frac{w}{m + n * w}$$

Where Q is the load applied to the pile, w is the settlement of the pile. Parameters m, n are obtained from the data collected during the test (Figure 412).

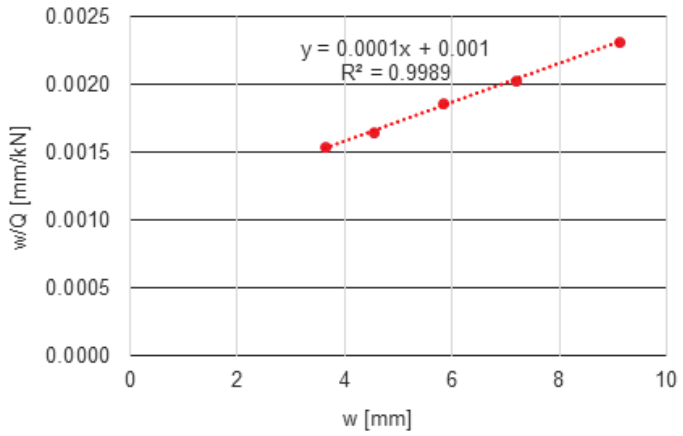


Figure 412 Derivation of m and n parameters from test data

Table 28 Interpolation parameters (Chin method)

Interpolation parameters		
n	0.0001	[1/kN]
m	0.001	[mm/kN]

The pile bearing capacity can therefore be computed as:

$$Q_{lim} = \frac{0.889}{n} = 8890\ kN$$

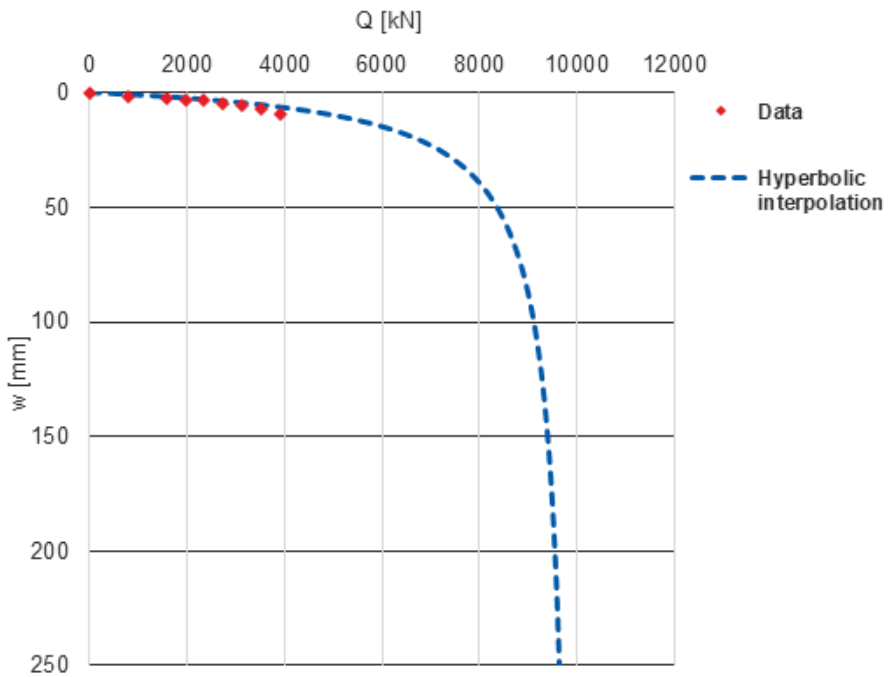


Figure 413 Extrapolation of the load-settlement curve from load test data

The characteristic pile bearing capacity is computed considering a ξ coefficient equal to 1.40 in relation to a number of available load tests equal to 1, according to the Italian code:

$$R_{c,k} = \frac{R_c}{\xi}$$

The design bearing capacity is obtained by dividing the characteristic bearing capacity by a partial coefficient (see par. 6.4.3.1.1 of D.M. NTC 2018):

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = 5080\ kN$$

The tension bearing capacity has been derived considering the percentage of base capacity on the total capacity resulting from the analytical procedure considering the soil parameters. The same percentage applied on the total design bearing capacity calculated from the pilot pile test gives a tension capacity of 3048 kN.

Summary of design bearing capacity

In Table 29 the design bearing capacities of piles is indicated, according to their diameter and length.

Table 29 Summary of design axial pile resistances

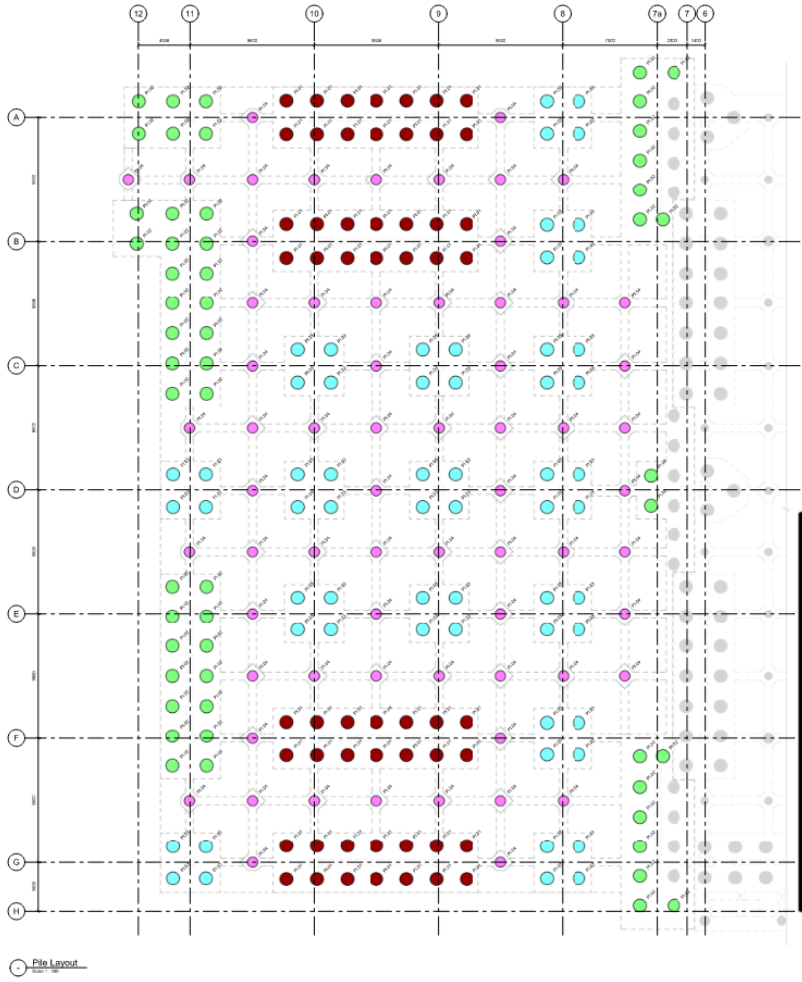
Pile type	D (mm)	L (m)	R_d comp (kN)	R_d tens (kN)
CFA	800	21	2152	1390
	1000	23	5080	3048

10.10.5.2 Structural reinforcement

Pile reinforcement is defined in accordance with the structural requirements of the foundation elements (see Par. 7.2.5 of the NTC18), according to which concrete piles must be reinforced along the entire length, at least with a minimum longitudinal and shear reinforcement. The reinforced sections defined, shown in Table 30, comply with such minimum reinforcement requirements. In order to meet the ULS and SLS structural checks, the upper part of the pile has been further reinforced either longitudinally and/or in terms of shear reinforcement; this stronger reinforcement, where present, is kept for the first 6m of pile, beyond which the internal actions undergo a sufficient decrease to be verified with the lower prescribed reinforcement. For the layout of the pile types, please refer to Table 30.

Table 30 Type of piles and associated reinforcements

Type	Length (m)	Section ID	Zone	Length (overlaps excluded) (m)	Longitudinal reinforcement	Shear reinforcement
PI.01 D1000mm	23	1-1	Upper	6	22ϕ28	ϕ12-100
		1-2	Lower	17	11ϕ20	ϕ8-150
PI.02 D1000mm	23	2-1	Upper	6	20ϕ24	ϕ10-100
		2-2	Lower	17	10ϕ20	ϕ8-150
PI.03 D1000mm	23	3	Entire length	23	11ϕ20	ϕ8-150
PI.04 D800mm	21	4	Entire length	21	9ϕ20	ϕ8-150



Pile Setting Out				
	Type	Diameter (m)	Length (m)	Note
	PI.01	1.00	23.00	-
	PI.02	1.00	23.00	-
	PI.03	1.00	23.00	-
	PI.04	0.80	21.00	-
	P - ML 5.1 - XX	Var.	Var.	Pile already built

Figure 414 CFA piles design layout

10.10.5.3 Calculation methodology

The following inputs are used to model pile behaviour:

- soil parameters from the geotechnical characterization;
- the geometry and structural materials as per the structural design;
- the pile bearing capacity.

The analyses were used to determine the length, diameter and number of piles needed for the design of the deep foundation system.

Piglet

In order to carry out the analyses, the Piglet calculation program was used. This programme analyses the deformation of a group of piles subject to generic load conditions, in response to the application of a load. The program is based on a substantial number of solutions for the response of a single pile to axial, torsional and lateral loads, taking into account the effect of interaction between piles in groups. In these solutions, the soil is modelled as a linear elastic material, with a stiffness that can vary with depth. Through Piglet, the checks required by the norms have been verified. Piglet's analyses were carried out by setting a geotechnical bearing capacity limit value for the piles, depending on the Ultimate Limit State considered, both tensile and compression. Considering the Piglet assumption of rigid plinth, the axial actions resulting from Piglet analyses show peak effects on the sides of the foundation in the presence of significant bending moments acting on the latter. The degree of acceptability of these effects in relation to the subsequent GEO and STR tests was then assessed on a case-by-case basis. As will be shown in the following paragraphs, in order to conduct a sufficiently conservative design, it was decided to align the project with the envelope values

dimensioning for each type of foundation, without detailing each individual plinth or type of foundation on a case-by-case basis where ad hoc situations could have been created for each individual foundational element.

Loads

The definition of the loads acting on the foundation system refers to the results of the structural model, carried out with MIDAS 3D FEM calculation software. For the definition of the structural model and the calculation of the actions to the foundation, please refer to paragraph 6.

For each piled foundation, a set of 10 load combinations was selected, among both static and seismic conditions (SLU and SLV), maximizing and minimizing each action in each direction. Table 31 indicates the set of load combinations for each typological foundations system.

Table 31 Dimensioning combinations for deep foundations

	Axial max	Axial min	Shear y max	Shear y min	Shear z max	Shear z min	Moment y max	Moment y min	Moment z max	Moment z min
F1	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)	Slv 17	Slv 1	Slv 1	Slv 17	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)
F2	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 18	Slv 2	Slv 17	Slv 1	Slv 2	Slv 18	Slv 5	Slv 21
F3	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)	Slv 17	Slv 1	Slv 1	Slv 17	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)
F4	Slv 2	SLU-Neve-v(+x)	Slv 18	Slv 2	Slv 21	Slv 5	Slv 5	Slv 21	Slv 2	Slv 18
F5	Slv 1	SLU-Neve-v(-x)	Slv 18	Slv 2	Slv 21	Slv 5	Slv 5	Slv 21	Slv 2	Slv 18
F6	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 18	Slv 2	Slv 22	Slv 6	Slv 6	Slv 22	Slv 2	Slv 18
F7	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 18	Slv 2	Slv 22	Slv 6	Slv 6	Slv 22	Slv 2	Slv 18
F8	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)	Slv 17	Slv 1	Slv 1	Slv 17	SLU Qk-vento(+x)	SLU Qk-vento(+x)
F9	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 22	Slv 6	Slv 18	Slv 2	Slv 2	Slv 18	Slv 6	Slv 22
F10	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 17	Slv 1	Slv 17	Slv 1	Slv 1	Slv 17	Slv 5	Slv 21
F11	Slv 1	SLU-Neve-v(+x)	Slv 17	Slv 1	Slv 17	Slv 1	Slv 1	Slv 17	Slv 5	Slv 21

10.10.5.4 Geotechnical ULS checks

Figure 415 and Figure 416 show the axial forces acting at the pile head for foundations F4 and F10 respectively (see foundation layout in Figure 410), resulting from the load combinations indicated in the previous paragraph. Please refer to Appendix B.2 for the results of all piled foundations.

All checks are met with the considered pile layouts.

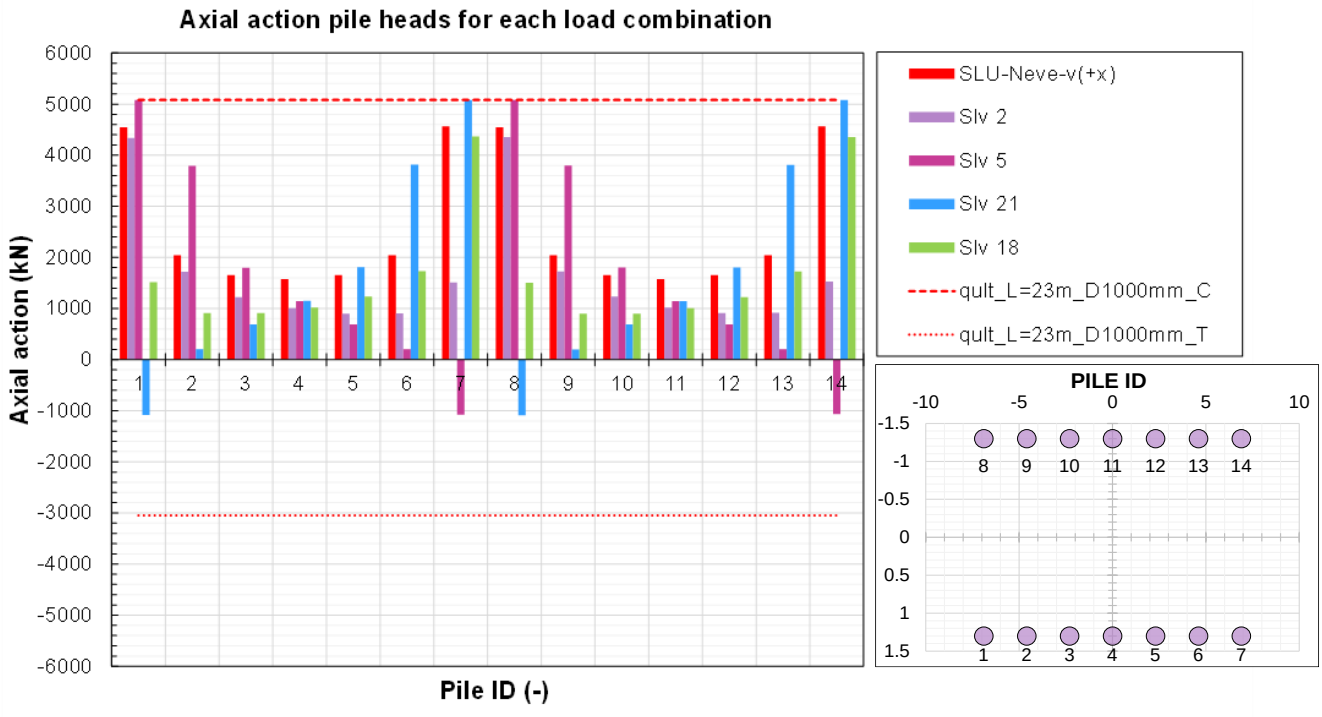


Figure 415 Axial forces at the pile head for each pile of foundation F4, for all dimensioning loads combinations, together with the limits of compression and tension bearing capacity.

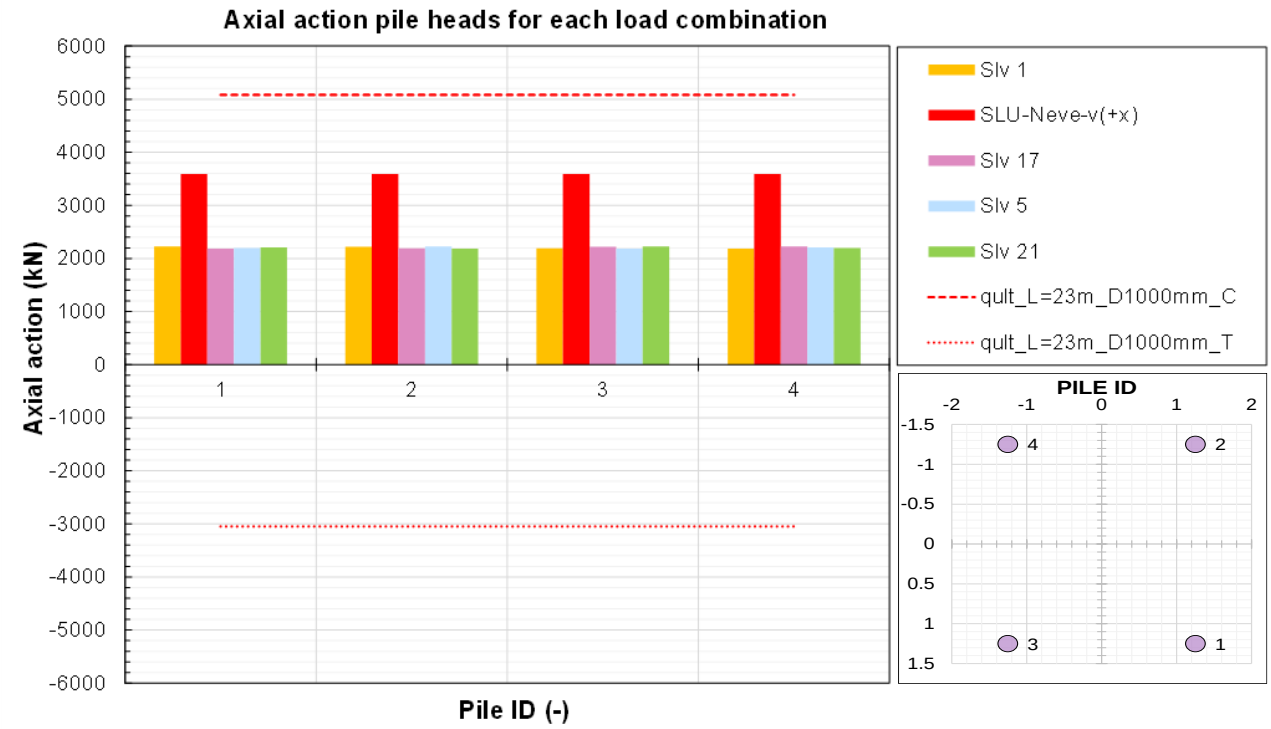


Figure 416 Axial forces at the pile head for each pile of foundation F10, for all dimensioning loads combinations, together with the limits of compression and tension bearing capacity.

Piles of typology PI.04, that support the connecting beams between pads (Figure 417), have been designed considering the self-weight of the connecting beam elements and the distributed G2 and Q loads acting on the area of influence of each pile, according to the ground floor loading plans (see project drawings). ULS checks are largely satisfied.

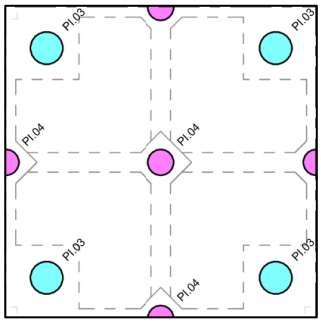


Figure 417 PI.04 Pile

Table 32 PI.04 verification at ULS

ULS bearing capacity check			
Ed	1100	kN	Design action (+ compression)
Rd	2152	kN	Design resistance
FoS	1.96	[-]	Factor of safety
Check	Verified		

10.10.5.5 Structural ULS checks

The internal actions resulting from the load combinations considered (both static and seismic USL) are illustrated in the MN domains in Figure 418 for piles of foundations F4, F5, F6, F7, in Figure 419 for piles of foundations F1, F2, F3, F8, F9, F11. In particular, the points shown in the graphs represent the axial force and bending moment in each pile element.

Shear forces along the pile length are reported in Figure 420 for piles of foundations F4, F5, F6, F7, in Figure 421 for piles of foundations F1, F2, F3, F8, F9, F11, showing the decrease of actions with depth. The results are shown with reference to the associated resistant section, indicating the shear capacity of the piles related to the selected reinforcement.

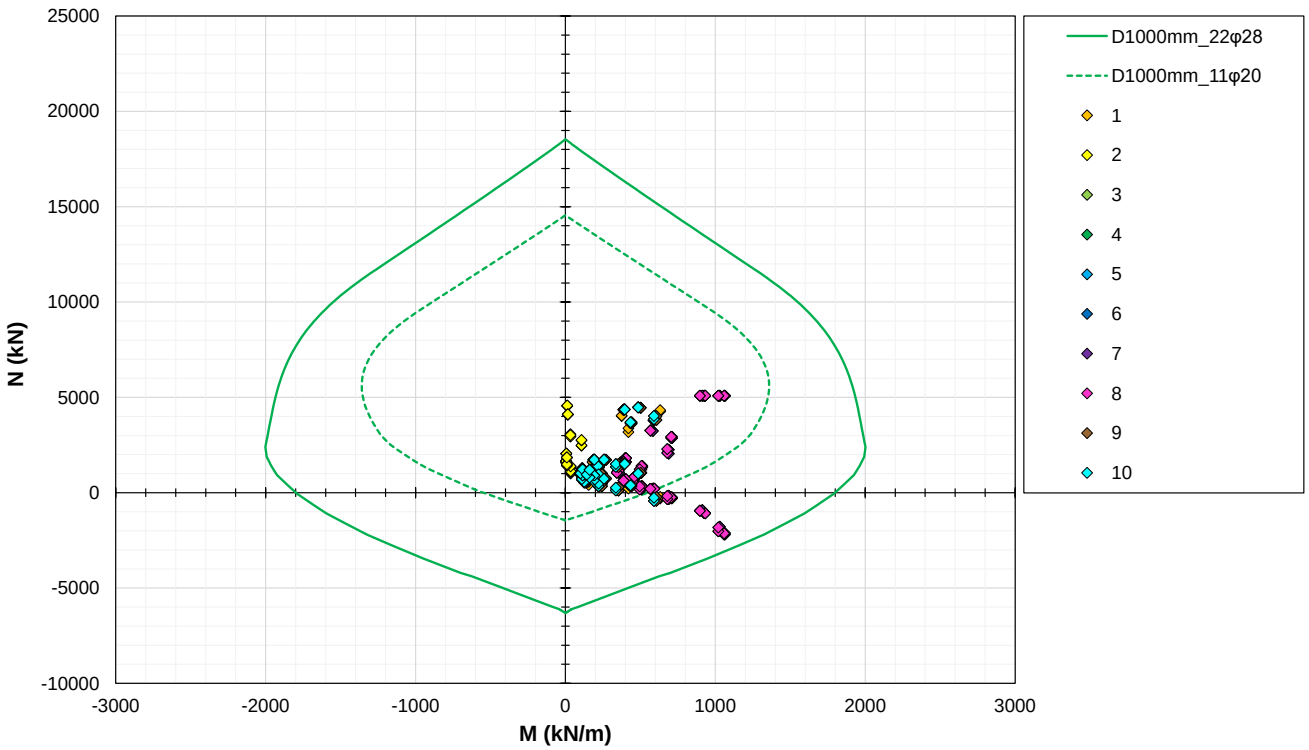


Figure 418 MN domain for foundations F4, F5, F6, F7 for all dimensioning load combinations

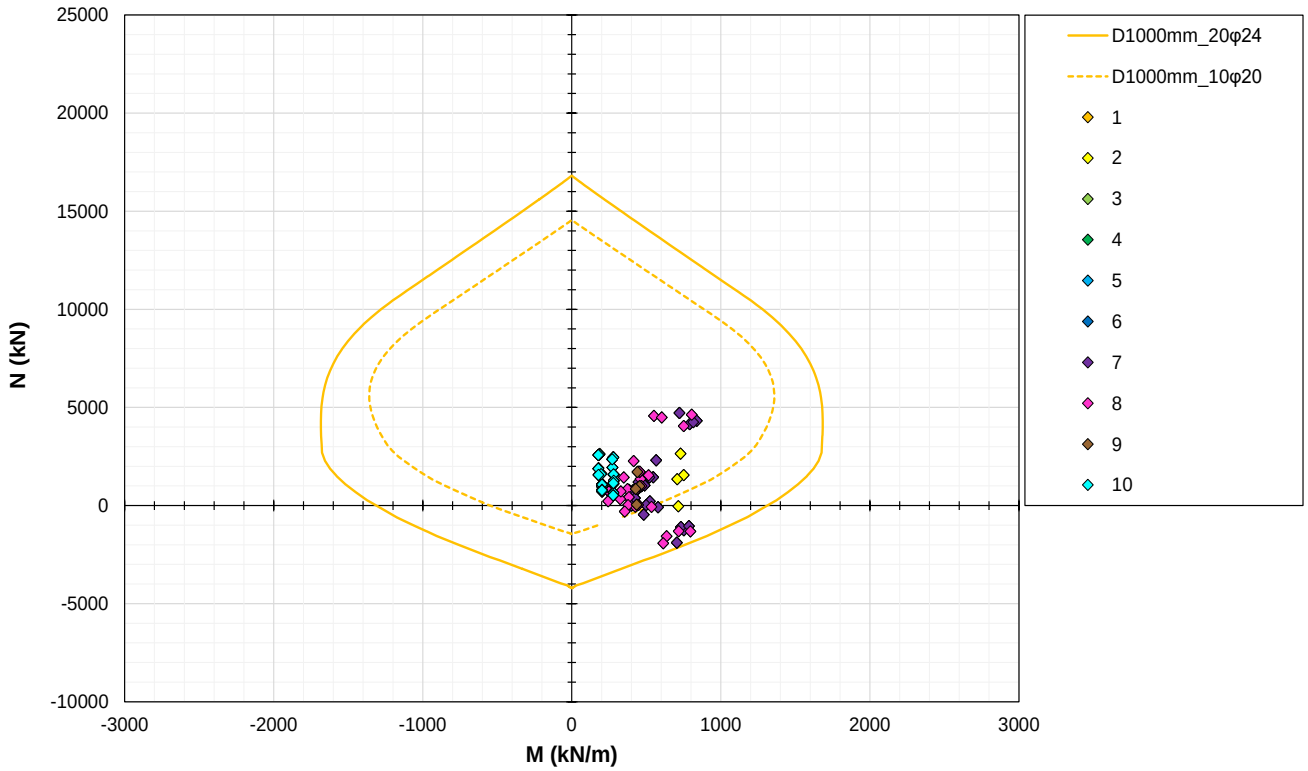


Figure 419 MN domain for foundations F1, F2, F3, F8, F9, F11 for all dimensioning load combinations

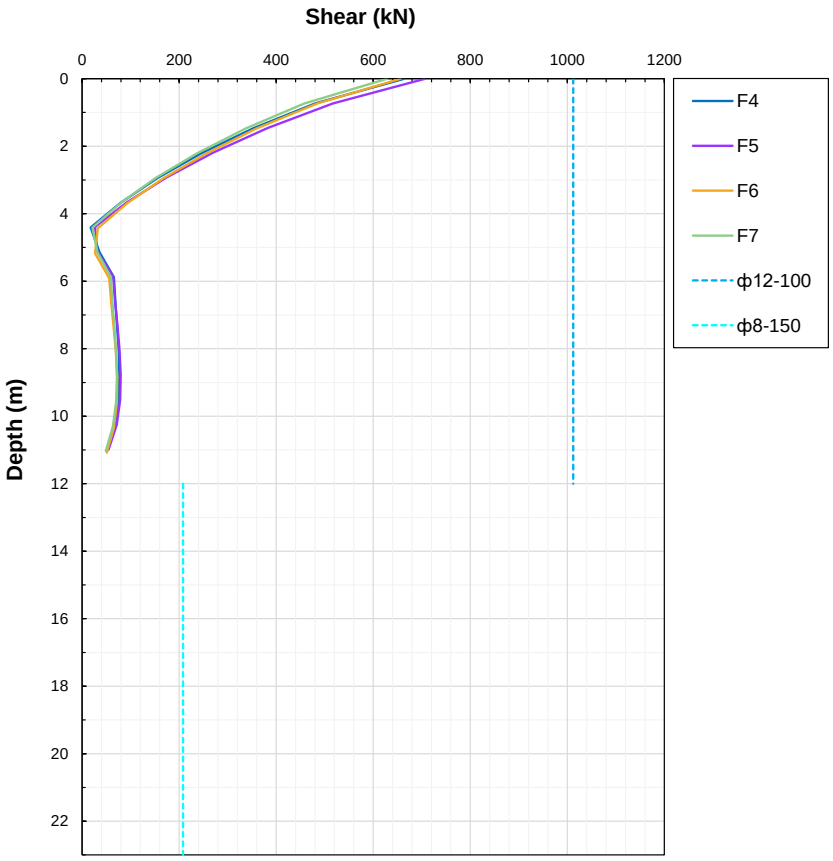


Figure 420 Maximum envelope of the shear forces in piles of foundations F4, F5, F6, F7

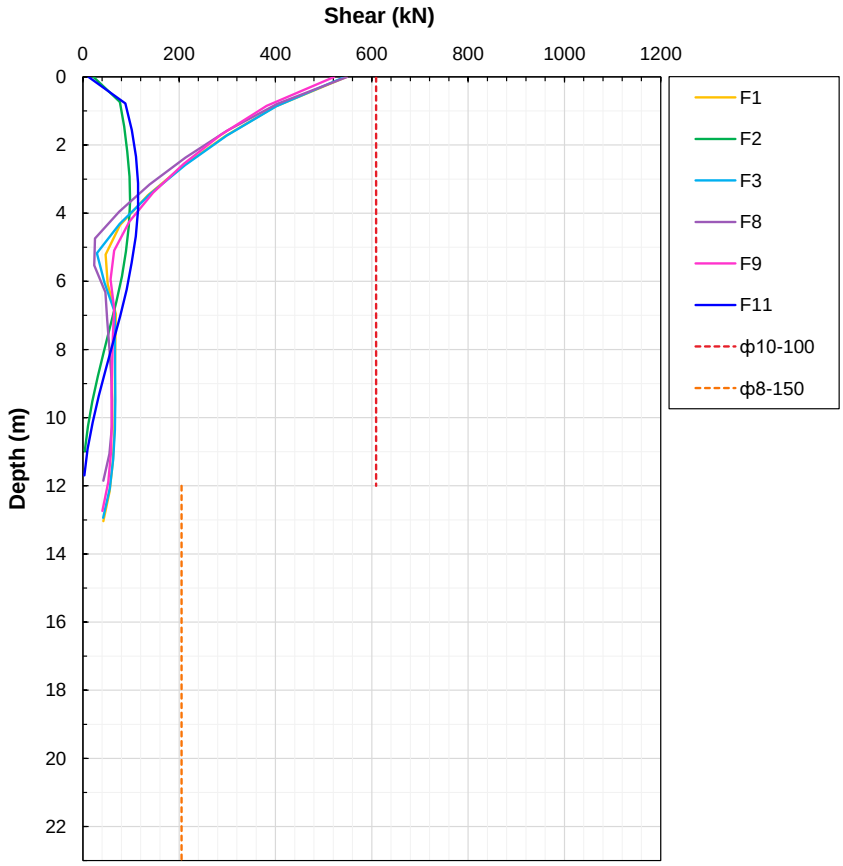


Figure 421 Maximum envelope of the shear forces in piles of foundations F1, F2, F3, F8, F9, F11

Foundations F1, F2 and F3 present existing piles, built during the construction of Building 1. With regards to such existing piles, the following reinforcement is assumed, based on the design and as built drawings of Building 1:

- 25φ20mm (longitudinal)
- φ10/150mm (shear)

In case of discrepancy with this assumption, as indicated in the Technical Specification, the Contractor should refer to the Clerk of Works in relation to the eventual need of additional reinforcement.

The following figures show the results for F1, F2 and F3 foundations, with display of the new and existing piles and the corresponding reinforcement.

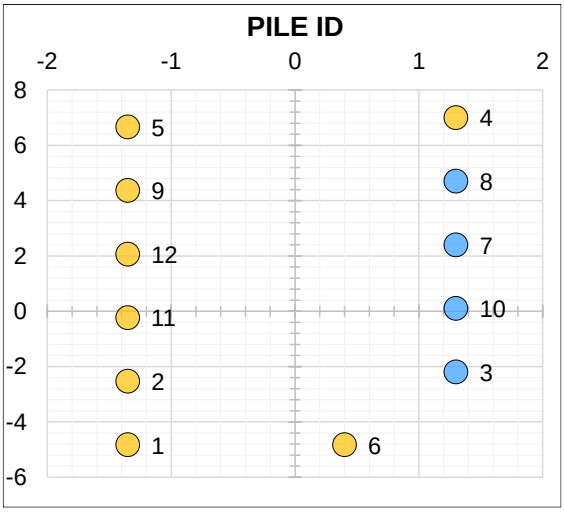


Figure 422 Piles layout for foundation F1 with existing piles (blue) and new piles (yellow)

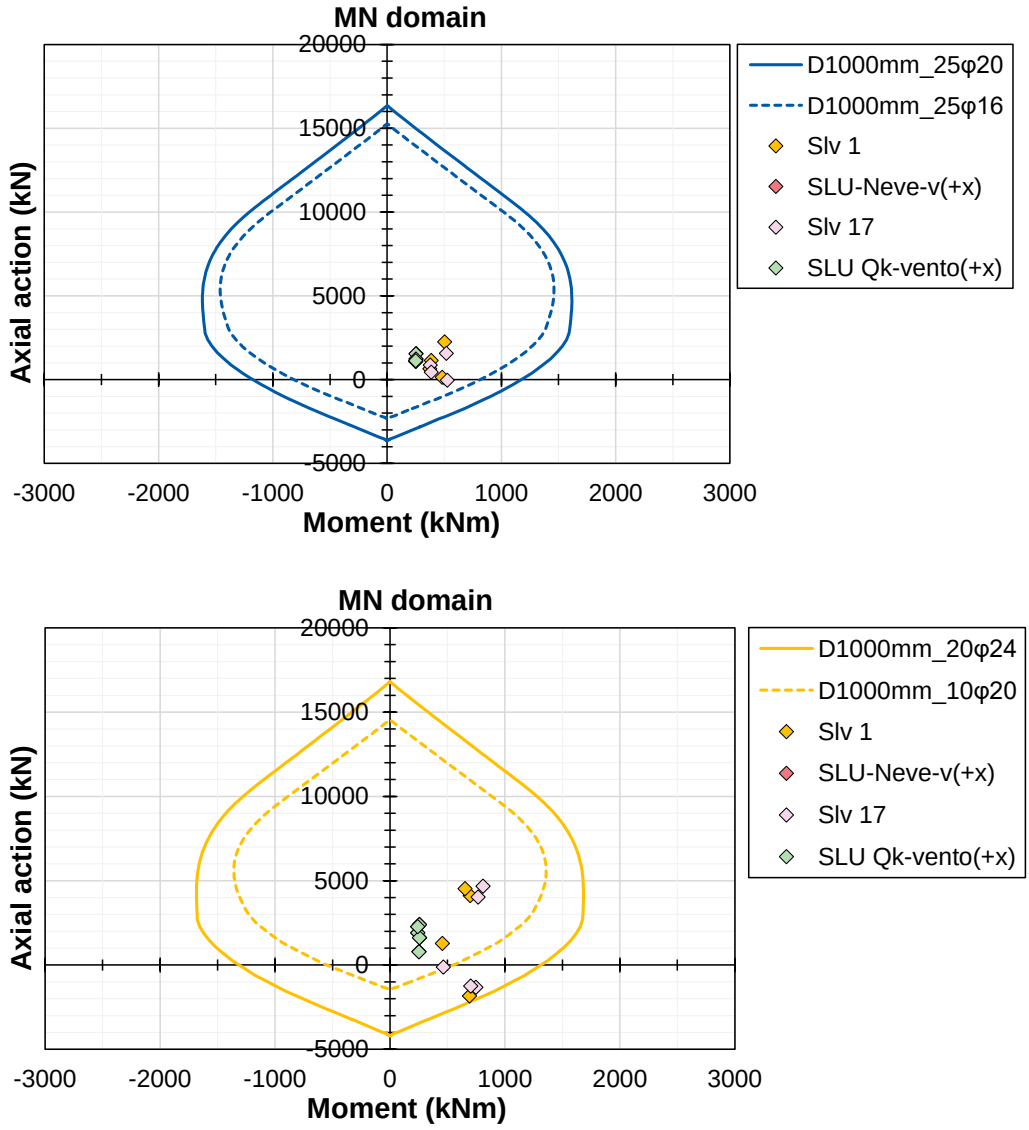


Figure 423 MN check for F1 foundation in the dimensioning load combinations: existing piles (above) and new piles (below).

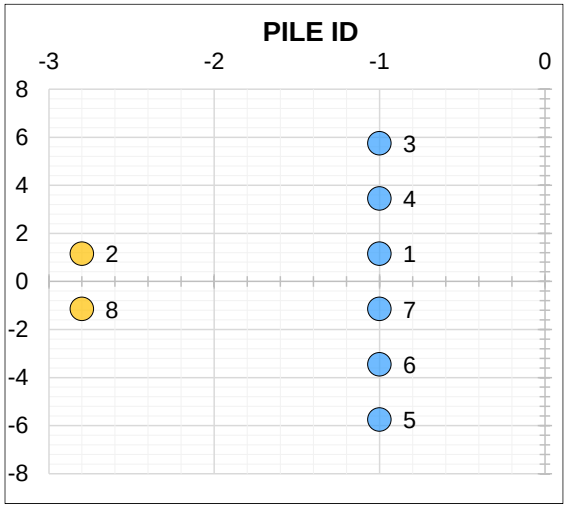
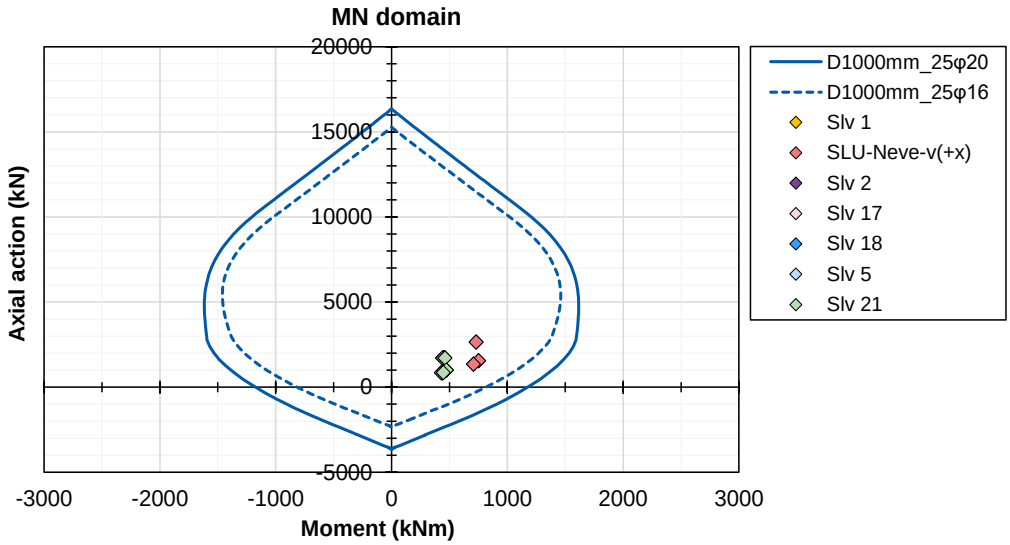


Figure 424 Piles layout for foundation F2 with existing piles (blue) and new piles (yellow)



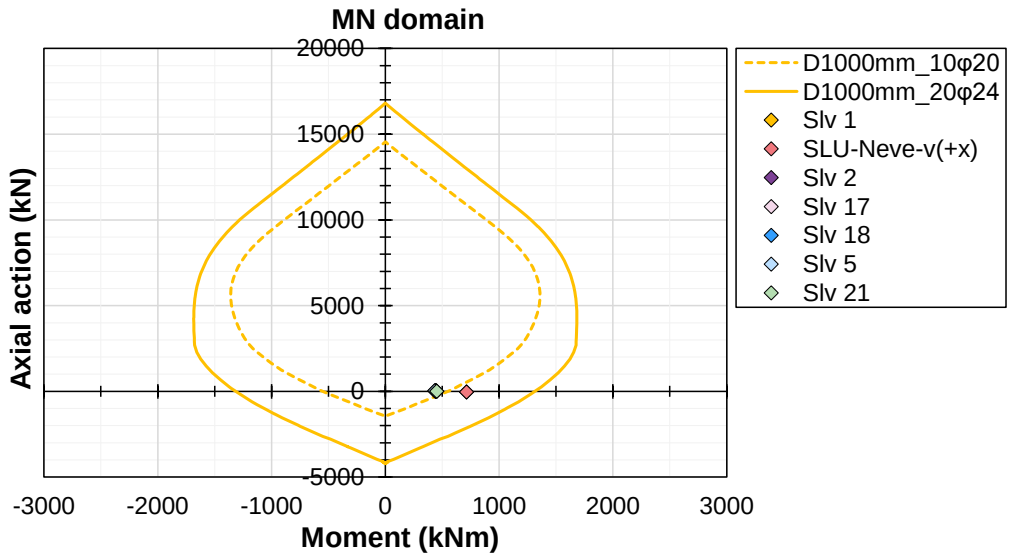


Figure 425 MN check for F2 foundation in the dimensioning load combinations: existing piles (above) and new piles (below).

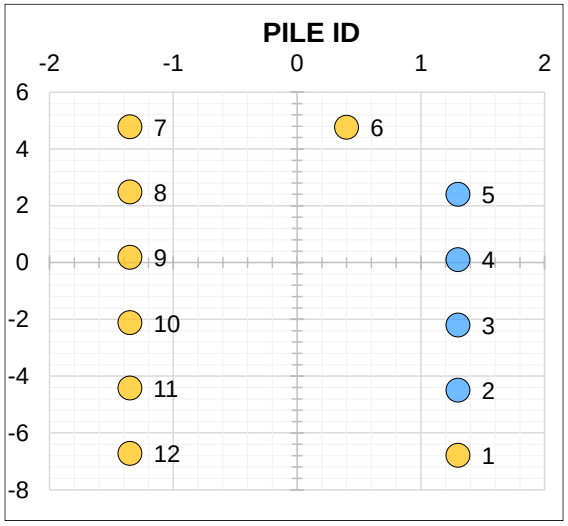
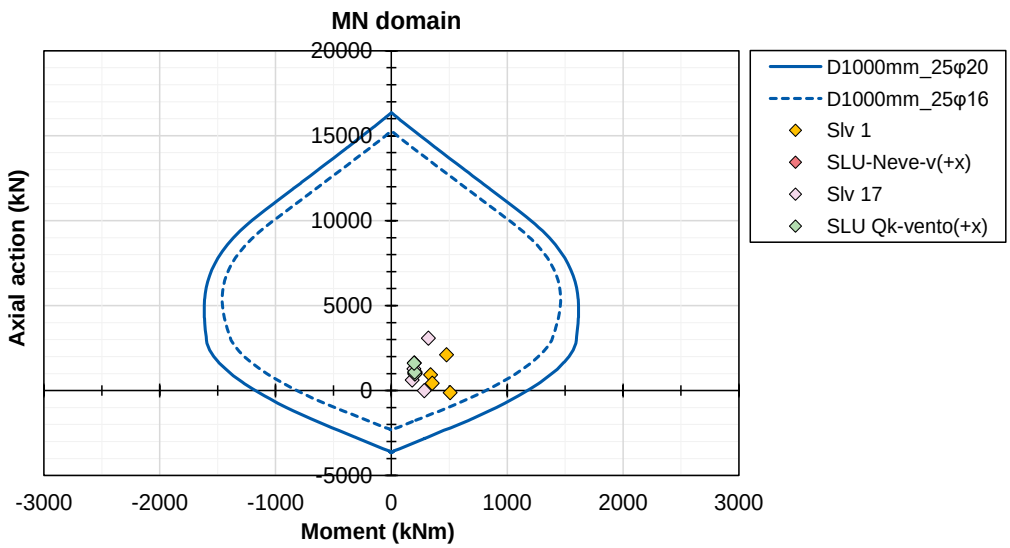


Figure 426 Piles layout for foundation F3 with existing piles (blue) and new piles (yellow)



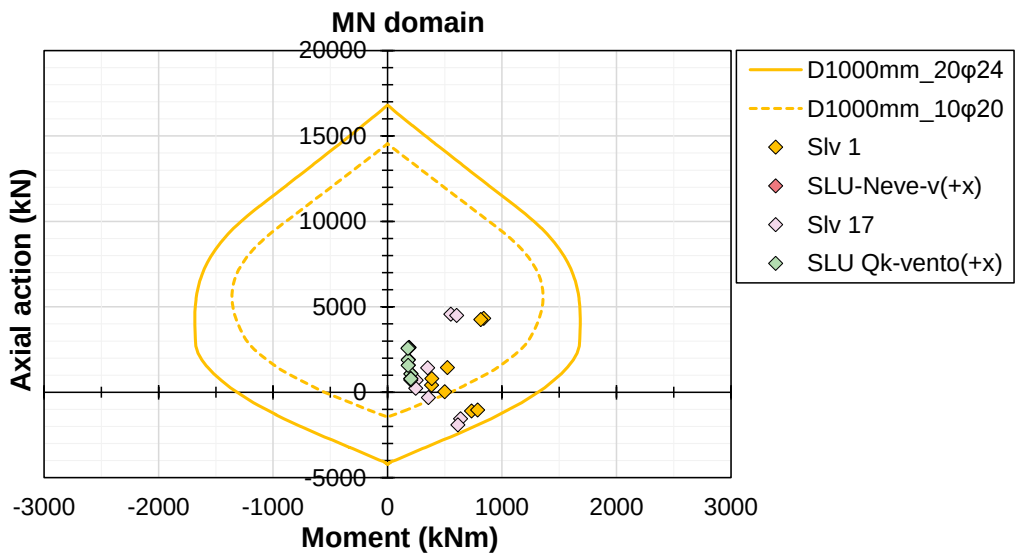


Figure 427 MN check for F3 foundation in the dimensioning load combinations: existing piles (above) and new piles (below).

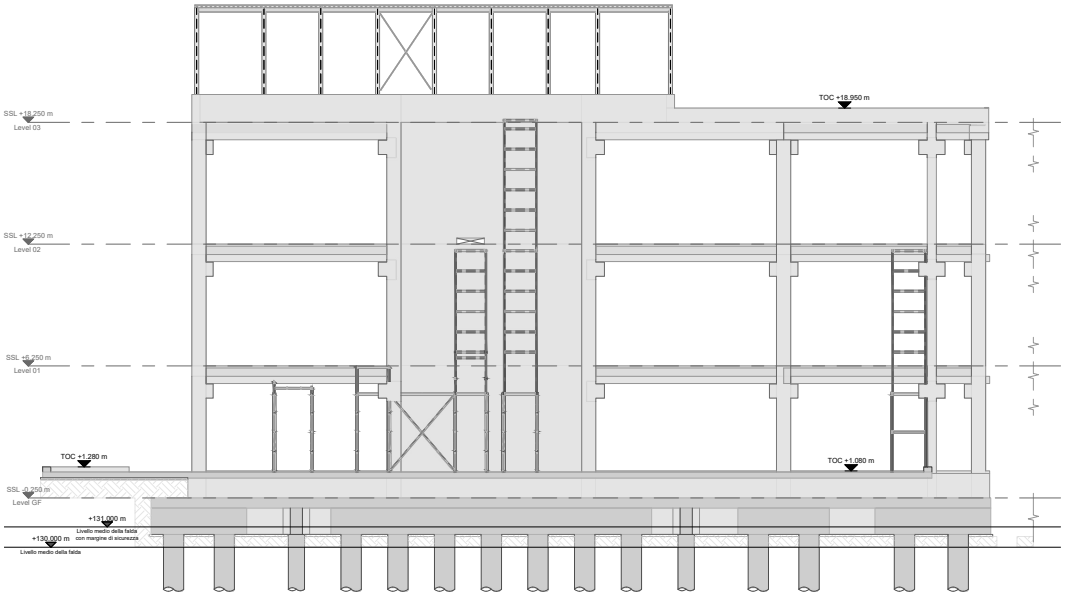
Piles of foundation F10 (type PI.03) and piles supporting the beams grid (type PI.04) are not subjected to significant shear forces or bending moments; therefore, ULS structural checks are not relevant and the corresponding reinforcement has been designed with reference to the minimum quantity prescribed by the regulations.

All checks are met with reference to the chosen pile's layout and reinforcements.

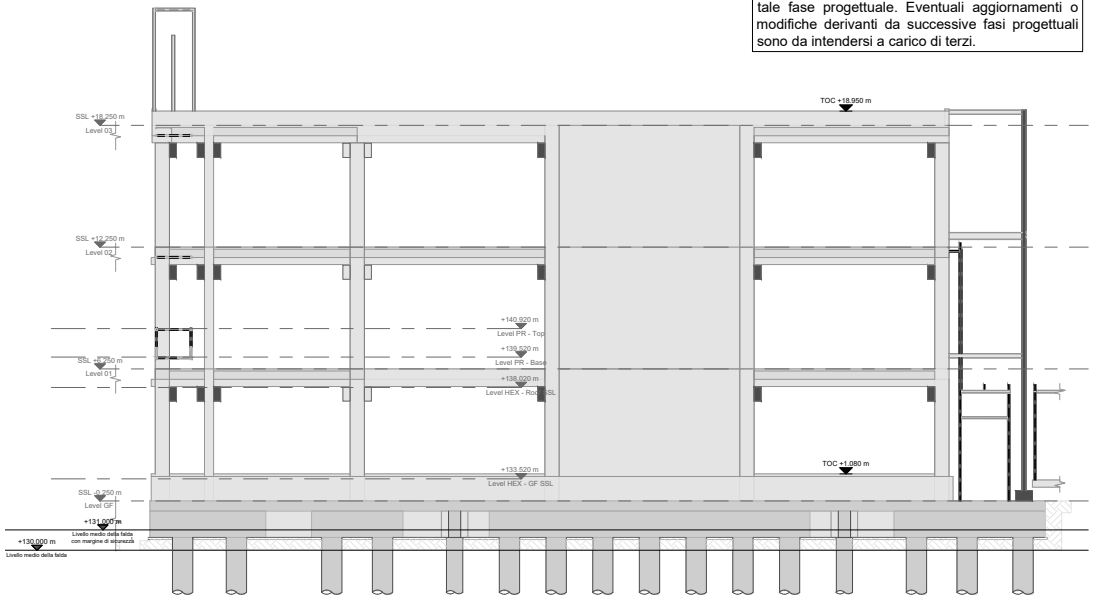
Appendix B

B.1 Sezioni di progetto con quote di falda

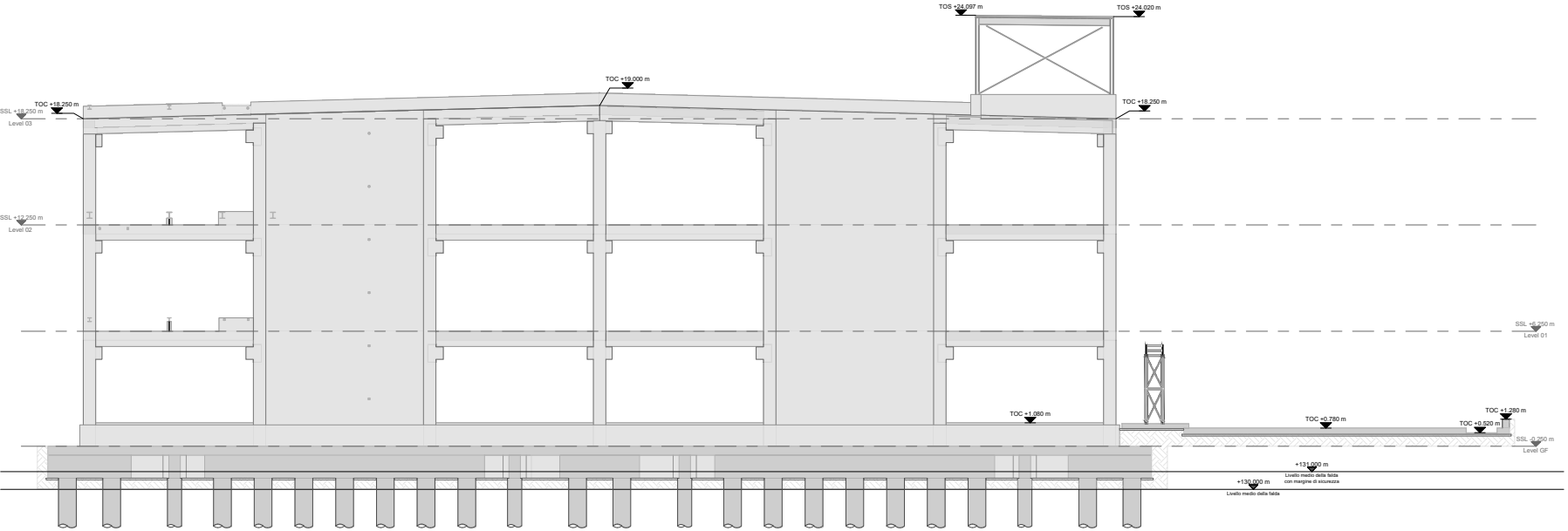
Lo stato di progetto rappresentato nel presente elaborato è riferito alla fase RIBA 4. I livelli di falda indicati risultano conseguentemente coerenti con tale fase progettuale. Eventuali aggiornamenti o modifiche derivanti da successive fasi progettuali sono da intendersi a carico di terzi.



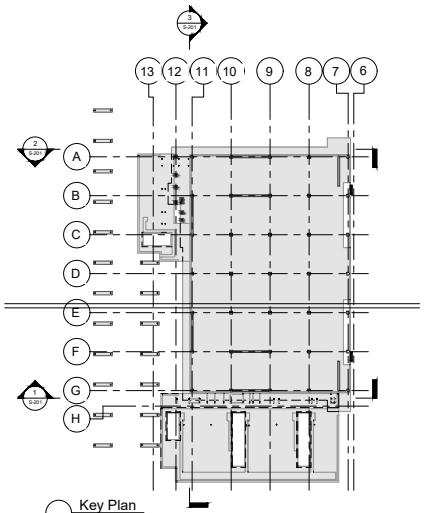
1 Elevation 1-1
Scale 1 : 100



2 Elevation 2-2
Scale 1 : 100



3 Elevation 3-3
Scale 1 : 100



- Key Plan